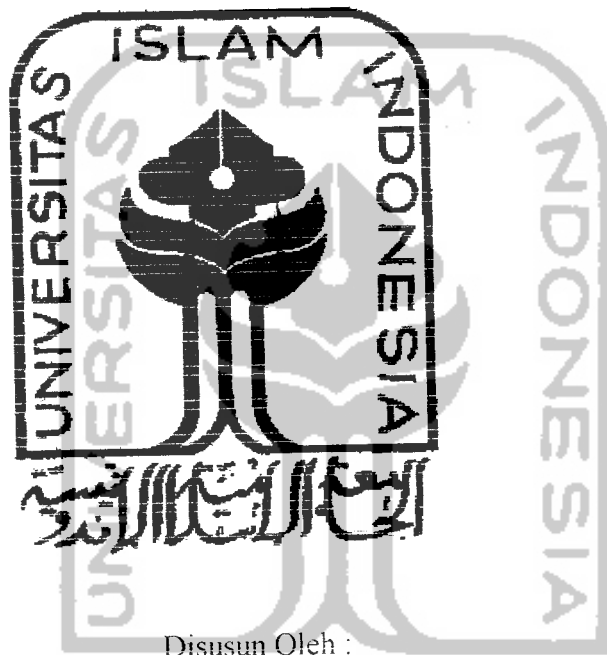


## TUGAS AKHIR

# PERENCANAAN JEMBATAN DINDING RANGKA BAJA MODEL CURVED-CHORD PRATT TRUSS DI ATAS SUNGAI CIMENENG KABUPATEN CILACAP



Disusun Oleh :

1. Nama : Dani Asmore  
No. Mhs : 98 511 265
2. Nama : Aditya Wira Kusuma  
No. Mhs : 98 511 196

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
JOGJAKARTA  
2003**

LEMBAR PENGESAHAN  
TUGAS AKHIR

PERENCANAAN JEMBATAN DINDING RANGKA  
BAJA MODEL *CURVED - CHORD PRATT TRUSS* DI  
ATAS SUNGAI CIMENENG KABUPATEN CILACAP




Diajukan Oleh :

DANI ASMORO 98 511 265


ADITYA WIRA KUSUMA 98 511 196

Telah diperiksa dan disetujui oleh:

Ir. H. SUSASTRAWAN, MS.  
Dosen Pembimbing I

  
Tanggal : 10 - 9 - 2003

Ir. FATKHURROHMAN N.S.MT.  
Dosen Pembimbing II

  
Tanggal : 10 - 9 - 2003

## KATA PENGANTAR



*Assalamu'alaikum Wr. Wb.*

Segala puji syukur kami panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat serta karunia-Nya kepada kita semua, khususnya kepada penulis sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini, yang merupakan salah satu syarat guna memperoleh derajat kesarjanaan S-1 ( Strata Satu ) pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

1. Bapak Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, PhD, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. Susastrawan, MS, selaku Dosen Pembimbing I.
3. Bapak Ir. Fathurrohman NS, MT, selaku Dosen Pembimbing II.
4. Bapak Ir. H. Munadir, MT, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
5. Kedua Orang Tua dan Saudara-saudara Kami tercinta yang dengan kasih sayangnya telah membekali penulis dengan doa dan semangat.
6. Sahabat dan rekan-rekan di lingkungan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu.
7. Semua pihak, baik secara langsung maupun tidak langsung telah membantu tugas akhir ini hingga selesai.

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b>	<b>i</b>
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b>	<b>ii</b>
<b>KATA PENGANTAR</b>	<b>iii</b>
<b>MOTTO</b>	<b>iv</b>
<b>DAFTAR ISI</b>	<b>viii</b>
<b>DAFTAR ISTILAH</b>	<b>xi</b>
<b>DAFTAR TABEL</b>	<b>xiii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR</b>	<b>xvi</b>
<b>DAFTAR LAMPIRAN</b>	<b>xviii</b>
<b>ABSTRAKSI</b>	<b>xxii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Tujuan Penulisan .....	3
1.3 Batasan Masalah .....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1 Tinjauan Umum.....	5
2.2 Stuktur Jembatan Rangka Baja .....	5
2.3 Metode LRFD ( <i>Load and Resistance Factor Design</i> ) .....	6
2.4 Beban-beban menurut AASHTO 1994 .....	7
2.5 Blok Geser .....	7
2.6 Penyambungan Struktural .....	8
2.7 Kepala Jembatan .....	8



**BAB III LANDASAN TEORI**

3.1 Komponen Struktural Jembatan Rangka Baja Model *Curved-Chord Pratt Truss*.....9

3.2 Pembebanan Menurut AASHTO-LRFD 1994

    Bridge Spesication ..... 12

3.3 Analisis Jembatan Rangka Baja Berdasarkan AASHTO-LRFD 1994 ..... 16

3.4 Perencanaan Struktur Bawah ..... 30

**BAB IV ANALISA DAN DESAIN**

4.1 Waktu Penulisan .....37

4.2 Data Struktur .....37

4.3 Variabel Penulisan .....37

4.4 Tahap Analisa .....38

**BAB V PEMBAHASAN**

5.1 Perhitungan Pelat Lantai Jembatan ..... 42

5.2 Perhitungan Gelagar Memanjang .....46

5.3 Perhitungan Lenturan Biaksial (*Biaxial Bending*) .....49

5.4 Perencanaan Rangka Jembatan Menurut AASHTO-LRFD .....53

    5.4.1 Pembebanan Menurut AASTHO-LRFD 1994 Bridge

        Spesification .....53

            1. Perhitungan Beban Hidup.....53

            2. Perhitungan Beban Mati .....54

3. Perhitungan Beban Angin .....	57
4. Perhitungan Gaya Rem .....	65
5.4.2 Perhitungan Kombinasi Beban berdasarkan Metode AASHTO LRFD 1994.....	67
5.4.3 Perencanaan Batang Tekan .....	68
5.4.4 Perencanaan Batang Tarik .....	71
5.4.5 Perhitungan Sambungan Baut .....	72
5.4.6 Perhitungan Kapasitas Ujung Jembatan Rangka Baja .....	77
5.4.7 Perhitungan Kapasitas Ujung Profil Pada Portal .....	78
5.4.8 Perhitungan Defleksi dengan Metode Virtual Work .....	81
5.4.9 Perhitungan Beban Rangka Jembatan .....	84
5.5 Perhitungan Konstruksi Bagian Bawah .....	85
5.5.1 Perhitungan Kepala Jembatan .....	85
5.5.2 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang .....	94
5.5.3 Perencanaan Penulangan Kepala Jembatan .....	105
5.5.4 Perencanaan Penulangan Tiang Pancang .....	115

## **BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN**

1.1. Kesimpulan .....	119
1.2. Saran .....	120

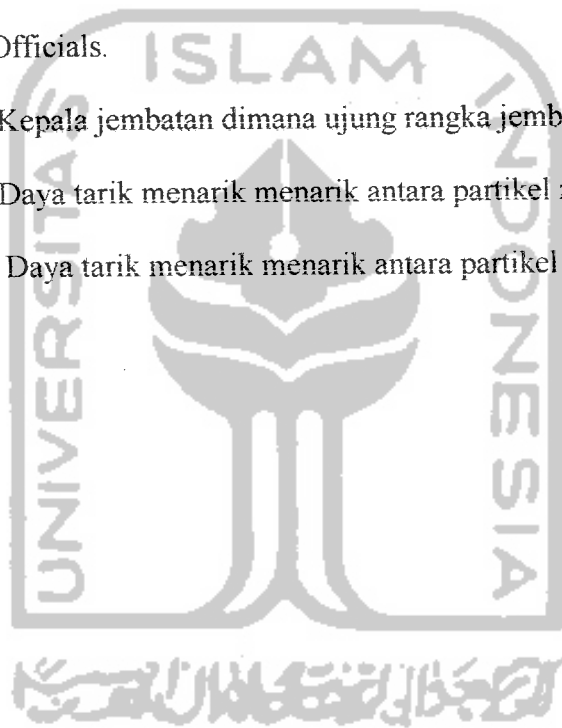
## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR ISTILAH

Fatigue Load	:Beban gravitasi berupa beban lelah struktur.
Windward	:Beban angin atas pada rangka pengaku angin ( Pihak angin)
Leeward	:Beban angin bawah pada rangka pengaku angin (sisi Belakang angin)
Strength V	:Keadaan batas kekuatan dengan kombinasi beban utama (tetap) yang berhubungan erat dengan lalu lintas normal yang digunakan pada perencanaan jembatan dengan kecepatan 90 km/jam.
Service I	:Keadaan batas layan pada kombinasi beban yang berhubungan dengan operasinal normal digunakan pada jembatan dengan kecepatan angin 90 km/jam.
Service II	:Keadaan batas layan pada kombinasi beban yang digunakan hanya untuk elemen struktur baja, dan untuk mengontrol luasan dan slip kritis yang berhubungan tepat dengan beban lalu lintas.
Extreme Event	:Keadaan batas ekstrim pada kombinasi beban yang berhubungan dengan beban dinamik, keadaan batas ini melibatkan beban hidup (LL) dan rem (BR)
Loaded	:Suatu keadaan terbebani.
Unloaded	:Suatu keadaan tak terbebani.
Top Cord	:Rangka pengaku angin bagian atas.

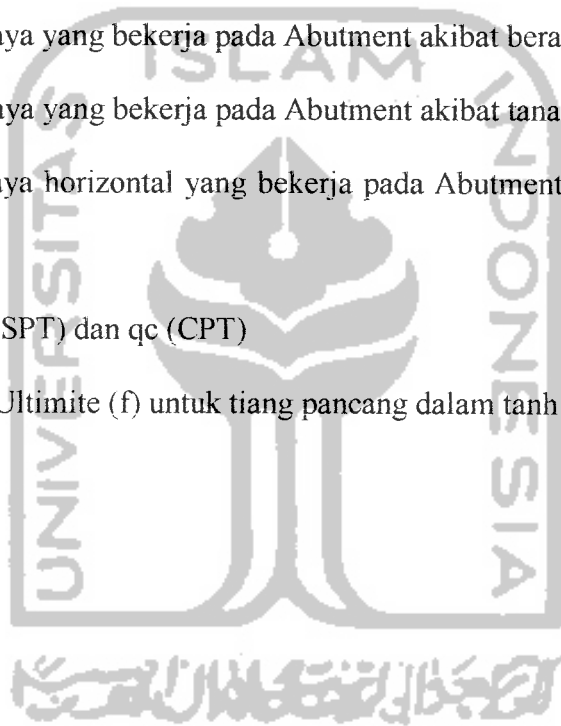
Bottom Cord	:Rangka pengaku angin bagian bawah.
Top gusset	:Plat buhul atas.
Bottom gusset	:Plat buhul bawah.
AISC	:American Institute of Steel Construction.
ASTM	:American Society for Testing and Materials.
AASHTO	:American Assosiation of State Highway and Transportation Officials.
Abutment	:Kepala jembatan dimana ujung rangka jembatan bertumpu.
Kohesi	:Daya tarik menarik menarik antara partikel zat yang sejenis.
Adhesi	: Daya tarik menarik menarik antara partikel zat tak sejenis.



## DAFTAR TABEL

- Tabel 3.1 Faktor Efek Dinamik.
- Tabel 3.2 Beban Angin yang Bekerja Pada Rangka Baja.
- Tabel 3.3 Kekuatan Desain dari Baut Mutu Tinggi A490.
- Tabel 3.4 Faktor Resisten untuk Kondisi Kekuatan Batas.
- Tabel 5.1 Momen Ultimate Gelagar Memanjang dengan Kombinasi Beban  $q_U = 1,2q_D + 1,6 q_L$ .
- Tabel 5.2 Gaya Batang Rangka Jembatan Akibat Beban Bergerak dan Merata.
- Tabel 5.3 Gaya Batang Akibat Beban Mati
- Tabel 5.4 Nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  untuk Variasi Kondisi Muka Hulu.
- Tabel 5.5 Tekanan Dasar  $P_B$  untuk nilai  $V_B = 160$  Km/h.
- Tabel 5.6 Gaya Batang Akibat Pengaku Atas Tak Terbebani (*Unloded*)
- Tabel 5.7 Gaya Batang Akibat Angin Pada Pengaku Bawah Tak Terbebani (*Unloaded*)
- Tabel 5.8 Gaya Batang Akibat Angin Pada Pengaku Atas Terbebani (Loaded)
- Tabel 5.9 Gaya Batang Akibat Angin Pada Pengaku Bawah Terbebani (Loaded)
- Tabel 5.10 Nilai  $\eta$  untuk masing-masing Kondisi
- Tabel 5.11 Analisis Kuat Tekan Rencana pada Rangka Utama (Main Truss)
- Tabel 5.12 Analisis Kuat Tarik Rencana Pada Rangka Utama (Main Truss)

- Tabel 5.13 Kekuatan Geser dan Tumpu Desain dengan Variasi Diameter Baut.
- Tabel 5.69 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode Virtual Work Akibat Beban Hidup.
- Tabel 5.70 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode Virtual Work Akibat Beban Mati.
- Tabel 5.71 Perhitungan Beban Rangka.
- Tabel 5.72 Gaya-gaya yang bekerja pada Abutment akibat berat sendiri.
- Tabel 5.73 Gaya-gaya yang bekerja pada Abutment akibat tanah isian.
- Tabel 5.74 Gaya-gaya horizontal yang bekerja pada Abutment akibat tekanan tanah.
- Tabel 5.75 Nilai  $N(SPT)$  dan  $q_c$  (CPT)
- Tabel 5.76 Adhesi Ultimate ( $f$ ) untuk tiang pancang dalam tanah lempung.



## DAFTAR GAMBAR

- Gambar 3.1 Bagian-bagian jembatan rangka baja pendekatan tipe *Curved-Chord Pratt Truss*
- Gambar 3.2 Beban rencana AASHTO untuk Truk
- Gambar 3.3 Beban rencana AASHTO untuk Tandem
- Gambar 3.4 Beban rencana AASHTO untuk Beban jalur
- Gambar 3.5 Gaya-gaya yang bekerja pada saat pengereman
- Gambar 3.6 Kurva untuk desain kolom
- Gambar 3.7 Rasio batas lebar-tebal profil I
- Gambar 3.8 Pola lubang penampang pada elemen tarik
- Gambar 3.9 Distribusi angin pada *Top lateral bracing*
- Gambar 3.10 Distribusi angin pada *Bottom lateral bracing*
- Gambar 3.11 Blok geser pelelehan geser dan patah tarik
- Gambar 3.12 Blok geser pelelehan patah dan geser
- Gambar 3.13 Penampang Abutment
- Gambar 3.14 Grafik hubungan gaya horisontal ( $H_o$ ) dan momen luar ( $M_o$ )
- Gambar 3.15 Gambar momen tiang pancang pada tanah
- Gambar 5.1 Pelat lantai sebagai pelat satu arah
- Gambar 5.2 Penempatan beban slab, aspal, girder dan kendaraan pada gelagar
- Gambar 5.3 Potongan tampang lintang dari jembatan rangka baja
- Gambar 5.4 Distribusi beban mati pada rangka
- Gambar 5.5 Gaya Angin rangka pada kondisi *unloaded* (a) dan *loaded* (b)

- Gambar 5.6 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin  
( *Unloaded* )
- Gambar 5.7 Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angin  
( *Unloaded* )
- Gambar 5.8 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin  
( *Loaded* )
- Gambar 5.9 Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angin  
( *Loaded* )
- Gambar 5.10 Penempatan gaya yang bekerja pada portal ujung struktur jembatan  
rangka baja
- Gambar 5.11 Portal I struktur jembatan rangka baja
- Gambar 5.12 Penempatan beban 1 kN di tengah bentang
- Gambar 5.13 Penempatan beban mati pada tiap joint
- Gambar 5.14 Abutment dan kondisi tanah
- Gambar 5.15 Diagram Tekan Tanah
- Gambar.5.16 Penempatan Pondasi Tiang Pancang
- Gambar 5.17 Daya Dukung Tiang Karena Beban aksial dan Momen



## DAFTAR LAMPIRAN

### LAMPIRAN 1

1. Grafik Persamaan Parabola Rangka Jembatan.
2. Gambar Batang-Batang pada Rangka Jembatan Utama.
3. Gambar Batang-Batang pada Rangka Pengaku Angin Bagian Bawah
4. Gambar Batang-Batang pada Rangka Pengaku Angin Bagian Atas.
5. Tabel 5.10-5.27 Garis Pengaruh dan Perhitungan gaya batang menggunakan metode garis pengaruh terhadap beban rencana AASHTO-LRFD 1994.

### LAMPIRAN 2

1. Tabel 5.28 Perencanaan Desain Kecepatan angin
2. Tabel 5.29 Perencanaan Tekanan Pada Pembebanan Angin Pada *Top Cord*
3. Tabel 5.30 Perhitungan Beban Angin Pada Kondisi *Unloaded*
4. Tabel 5.31 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas tak terbebani
5. Tabel 5.32 Gaya batang yang bekerja pada rangka bawah tak terbebani
6. Tabel 5.33 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin terbebani
7. Tabel 5.34 Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angin terbebani

### LAMPIRAN 3

1. Tabel 5.35 Kombinasi Beban Rangka Utama Berdasarkan Metode AASHTO-LRFD 1994
2. Tabel 5.36 Kekuatan Batang Tekan Pada Rangka Utama (*Main Truss*)
3. Tabel 5.37 Rasio Tebal Batang Tekan Pada Rangka Utama dan Rasio Kelangsingan Batang Tekan Pada Rangka Utama
4. Tabel 5.38 Kekuatan Batang Tekan Pada *Top Cord*
5. Tabel 5.39 Rasio Tebal Batang Tekan Pada *Top Cord*
6. Tabel 5.40 Rasio Kelangsingan Batang Tekan Pada *Top Cord*
7. Tabel 5.41 Kekuatan Batang Tekan Pada *Bottom Cord*
9. Tabel 5.42 Rasio Tebal Batang Tekan Pada *Bottom Cord*
10. Tabel 5.43 Rasio Kelangsingan Batang Tekan Pada *Bottom Cord*
11. Tabel 5.44 Kriteria Leleh Batang Tarik Rangka Utama
12. Tabel 5.45 Rasio Kelangsingan Batang Tarik Rangka Utama
13. Tabel 5.47 Analisis Kuat Tarik Rencana Pada *Top Cord*
14. Tabel 5.48 Kriteria Leleh Batang Tarik *Top Cord*
15. Tabel 5.49 Rasio Kelangsingan Batang Tarik *Top Cord*
16. Tabel 5.50 Analisis Kuat Tarik Rencana Pada *Bottom Cord*
17. Tabel 5.51 Kriteria Leleh Batang Tarik *Bottom Cord*
18. Tabel 5.52 Rasio Kelangsingan Batang Tarik *Bottom Cord*
19. Tabel 5.53 Perhitungan Jumlah Baut Rangka Utama
20. Tabel 5.54 Cek Luas Efektif Profil Rangka Utama

21. Tabel 5.55 Kapasitas Profil Rangka Utama Terhadap Leleh dan *Fracture*
22. Tabel 5.56 Jarak Baut Pada Sayap Batang Rangka Utama.
23. Tabel 5.57 Jarak Baut Pada Badan Batang Rangka Utama.
24. Tabel 5.58 Perhitungan Blok Geser Sambungan Pada Sayap Rangka Utama
25. Tabel 5.59 Perhitungan Blok Geser Sambungan Pada Badan Rangka Utama
26. Tabel 5.60 Perhitungan Jumlah Baut Pada *Top Cord*
27. Tabel 5.61 Cek Luas Efektif Sambungan Pada Batang *Top Cord*
28. Tabel 5.62 Cek Kapasitas Profil Batang *Top Cord* Terhadap Leleh dan *Fracture*
29. Tabel 5.63 Perhitungan Jumlah Baut Pada *Bottom Cord*
30. Tabel 5.64 Cek Luas Efektif Sambungan Pada Batang *Bottom Cord*
31. Tabel 5.65 Cek Kapasitas Profil Batang *Bottom Cord* Terhadap Leleh dan *Fracture*
32. Tabel 5.66 Tabel Hasil Perhitungan Portal Ujung Jembatan Rangka Baja
33. Tabel 5.67 Tabel Perhitungan Kapasitas Profil Pada Portal
34. Tabel 5.68 Tabel Perhitungan Balok-Kolom Pada Profil Rangka

4. Gambar Truk Rencana Pembebanan AASHTO
5. Data Perhitungan Struktur Rangka dengan Program SAP 2000
6. Data Tanah untuk perencanaan Abutment dan Pondasi.
7. Grafik Variation of  $\lambda$  with pile embedment length (redawn after McClelland,1974)
8. Grafik Variation of  $\alpha$  with undrained cohesion of clay.



# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

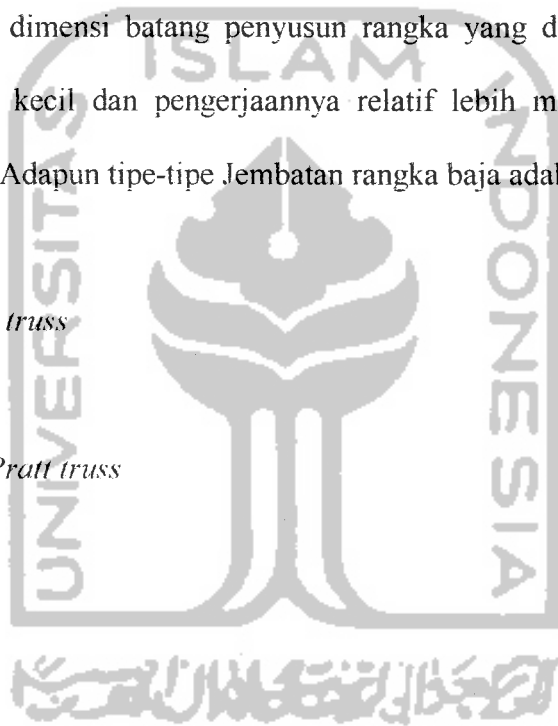
Banjir yang terjadi di daerah kabupaten Cilacap mengakibatkan kerusakan bangunan-bangunan fisik, salah satu diantaranya adalah kerusakan jembatan di atas sungai Cimeneng yang terletak di ruas jalan yang menghubungkan desa Kamulyan dengan desa Buluhsari.

Jembatan tersebut dibangun pada tahun 1957, dengan konstruksi struktur rangka baja. Panjang bentang jembatan 60 m dan lebar jembatan 4 m dengan tipe pondasi gravitasi biasa di sertai dengan pilar pendukung jembatan ditengah bentang. Akibat banjir besar sungai Cimeneng menyebabkan runtuhnya jembatan sungai Cimeneng dengan didahului oleh penggerusan disekitar pondasi pilar di tengah bentang jembatan sehingga kekuatan penahan guling pada pondasi tidak dapat lagi menahan gaya guling karena arus banjir sungai Cimeneng. Runtuhnya jembatan Cimeneng tersebut tentu saja membawa dampak yang sangat besar bagi kehidupan masyarakat sekitar yaitu secara total jalur transportasi putus.

Keberadaan jembatan Cimeneng bagi warga di sekitarnya sebagai sarana penunjang transportasi sangatlah penting, untuk itu perlu segera adanya

pembangunan jembatan baru dengan perencanaan tanpa pilar di tengah bentang untuk menghindari penggerusan disekitar pondasi pilar jembatan tersebut guna memulihkan kembali hubungan transportasi di daerah sekitarnya. Konstruksi rangka baja merupakan pilihan yang tepat dalam pembangunan jembatan Cimeneng ini karena jenis struktur ini cukup sesuai digunakan pada jembatan Cimeneng yang bentangnya relatif panjang karena lendutan yang biasanya terjadi relatif kecil selain itu dimensi batang penyusun rangka yang dibutuhkan pada umumnya juga relatif kecil dan pengerjaannya relatif lebih mudah dan tidak memakan waktu lama. Adapun tipe-tipe Jembatan rangka baja adalah:

1. *Warren truss*
2. *Double Warren truss*
3. *Howe truss*
4. *Curved-chord Pratt truss*
5. *Baltimore truss*
6. *Pettit truss*
7. *K-truss*



Perencanaan jembatan sungai cimeneng ini dibuat dengan model *Curved-chord pratt truss*.

Perkembangan transportasi menjadi pertimbangan perubahan sistem pembebanan pada jembatan, dimana jenis kendaraan bertambah banyak dengan berat serta ukurannya yang semakin besar ( dalam hal ini untuk kendaraan truk) dan cenderung lebih panjang. Jenis truk pada peraturan pembebanan di Indonesia pada umumnya masih menggunakan desain truk dari PPPJIR 1987, sementara

dalam perkembangannya jenis Truk yang digunakan pada saat ini cenderung lebih panjang, lebih besar dan mengangkut beban lebih banyak seperti pada desain Truk menurut peraturan pembebanan AASHTO-LRFD 1994.

## 1.2. Maksud dan Tujuan

Usaha pembangunan jembatan baru yang membentang di atas sungai Cimeneng ini terutama dilakukan mengingat kondisi jembatan yang sekarang ada telah runtuh hingga menyebabkan transportasi antar daerah disekitarnya terputus. Pembangunan jembatan baru rangka baja dengan meniadakan pilar di tengah bentang dengan metode AASHTO-LRFD 1994 ini diharapkan akan memperkecil kemungkinan kerusakan oleh banjir.

Desa Kemulyan dan sekitarnya adalah daerah dimana lokasi jembatan ini berada akan mempunyai prospek yang semakin baik, mengingat potensi daerah ini yang masih terus dikembangkan. Sebagai daerah pertanian yang cukup potensial, perkembangannya juga tergantung kelancaran perhubungan dari dan ke daerah ini. Oleh karena itu dengan adanya pembangunan jembatan ini maka hasil bumi dan produksi dari daerah ini dapat dikirim ke daerah lain.

Dengan lancarnya perhubungan dan perdagangan, maka akan memajukan perekonomian dan sekaligus diharapkan akan meningkatkan taraf hidup masyarakatnya.

## 1.2 Batasan Masalah

Batasan masalah ini diperlukan agar penulisan dapat terarah dan terfokus pada tujuan yang akan dicapai. Hal-hal yang penting yang perlu dibatasi antara lain:

1. Struktur jembatan digunakan untuk jalan berupa rangka baja menerus dengan model *curved-chord pratt truss* tanpa pilar di tengah bentang.
2. Jembatan yang direncanakan adalah tipe III kelas A dari standar bangunan atas jembatan rangka baja DPU
3. Panjang bentang dan lebar jembatan ditentukan sama seperti jembatan lama yaitu 60 m dan 4 m.
4. Tinggi jembatan ditentukan dari hasil wawancara mengenai tinggi banjir maksimum yang pernah terjadi dengan penduduk setempat yaitu 8 m
5. Perhitungan rangka jembatan dengan metode LRFD-AASTHO 1994
6. Beban hidup ditinjau hanya beban kendaraan (pejalan kaki tidak dihitung)
7. Kontrol kekuatan sambungan hanya ditinjau pada kekuatan baut terhadap geser dan tumpu
8. Digunakan tanah jenis lempung untuk perencanaan pondasi



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan Umum.**

Jembatan adalah salah satu fasilitas bangunan jalan yang berfungsi mendukung lalu lintas jalan raya atau beban-beban bergerak yang terletak diatas suatu rintangan atau tempat yang rendah seperti kali, sungai, terusan, jalan raya, atau rel kereta api. Jalan tersebut dapat berupa lintasan kereta api, jalan raya, jalan kecil, atau kombinasinya (S.P Bindra, 1993).

Struktur jembatan secara umum terdiri dari 2 bagian utama yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas adalah bagian jembatan yang mendukung beban lalu-lintas secara langsung dan meneruskan beban tersebut ke struktur bawah. Sedangkan struktur bawah adalah jembatan yang mendukung beban sari struktur atas dan meneruskan beban tersebut ke tanah dasar (Troitsky M.S., 1994).

#### **2.2 Struktur Jembatan rangka Baja**

Struktur jembatan rangka baja adalah struktur jembatan yang menggunakan rangka batang baja sebagai struktur atas utamanya. Rangka batang baja adalah sebuah struktur yang terdiri dari batang-batang tersendiri yang dihubungkan sehingga membentuk segitiga. Batang-batang hanya mengalami tarikan aksial (gaya tarik) saja dan tekanan aksial (gaya tekan) saja, tidak mengalami tekukan karena ujung yang bersendi dan tidak ada beban yang

diterima kecuali disambungan-sambungan itu sendiri (dengan dukungan sendiri). (Chu-kia wang, 1986)

Batang tekan elemen struktur yang bekerja hanya untuk menerima gaya tekan aksial yang bekerja sepanjang sumbu batang dan menghasilkan tekanan yang sama pada tampang lintang. Tekanan yang sama ini adalah kondisi ideal walaupun pada kenyataannya selalu ada eksentrisitas antara pusat tampang lintang dan jenis yang umum dari batang tekan adalah kolom. Sedangkan batang tarik terjadi pada tepi bawah yang terdiri dari batang-batang diagonal dengan arah ke bawah dalam. Perencanaan batang tarik sebenarnya adalah menentukan luas penampang lintang batang yang cukup untuk menahan beban yang bekerja (Salmon-johnson, 1992)

### **2.3 Metode LRFD (*Load Resistance Factor Design*)**

Struktur jembatan baja harus memberikan keamanan dan kenyamanan yang cukup, baik terhadap kemungkinan kelebihan beban (*overload*) atau kekurangan kekuatan (*understrength*). Untuk itu perlu adanya kondisi batas yaitu kondisi di bawah suatu system jembatan atau komponen jembatan yang bekerja untuk mencapai fungsi sesuai dengan perencanaan. Kondisi batas terdiri dari kondisi batas layan (*Service limit state*), kondisi batas leleh (*fatigue limit state*), kondisi batas *fracture* dan kondisi batas kekuatan (*Strength limit state*). (Puckett-Barker, 1997). Dalam perhitungan, kekuatan material dalam menahan beban harus lebih besar dari beban yang bekerja yaitu:

$$\text{Kekuatan (Resistensi)} > \text{efek dari pembebanan}$$

Secara umum, persamaan tersebut berarti bahwa kekuatan (*resistensi*) yang disediakan dalam desain paling tidak harus sama dengan pemfaktoran beban-beban yang bekerja (efek dari pembebanan).

#### **2.4 Beban-beban menurut AASTHO 1994**

Pada metode AASTHO-LRFD 1994 beban pada jembatan digolongkan menjadi ; beban gravity dan beban lateral. Beban gravity terdiri dari beban tetap dan beban sementara yaitu beban kendaraan, fatigue load, beban pejalan kaki, beban dek, beban dinamik, dan beban rem sedangkan beban lateral adalah beban angin (Puckett-Barker, 1997) .

#### **2.5 Blok geser**

Pada Perencanaan kekuatan tarik, elemen tidak selalu terkontrol dengan persamaan kekuatan tarik pada umumnya dan kekuatan baut atau las pada sambungan, kondisi mungkin dapat terkontrol dengan blok geser. Kelelahan pada elemen dapat terjadi antara garis titik berat sambungan dengan elemen struktur yang melibatkan tarik pada satu sisi dan geser pada arah tegak lurus sisi (Mac. Cormac, 1995). Berdasarkan spesifikasi LRFD keadaan perencanaan ketahanan blok geser di tentukan sebagai berikut:

1. Perhitungan kondisi patah tarik dan pelelehan geser
2. Perhitungan kondisi patah geser dan pelelehan tarik

#### **2.6. Penyambungan Struktural**

Untuk membentuk struktur rangka baja diperlukan alat sambung. Salah satu alat sambung yang digunakan pada struktur jembatan rangka baja adalah baut. (Salmon dan Johnson, 1992)

ASTM menunjukan dua tipe dasar baut berkekuatan tinggi sebagai A325 dan A 490.(Salmon dan Johnson, 1992)

### **2.7 Kepala Jembatan (Abutment)**

Abutment mempunyai dua fungsi pokok. Yaitu mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral paling tidak bagi tanah atau batu sekitar jembatan dimana arus lalu-lintas melintas diatasnya. Oleh karena itu abutment merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah. (Peck, Hanson, Thornburn, 1973).

Ada berbagai bentuk dan jenis kepala jembatan dan pilar, tetapi dalam pemilihannya perlu dipertimbangkan tinggi, macam bangunan atas, kondisi tanah pondasi, demikian pula kondisi bangunannya. Bentuk struktur dari kepala jembatan yang umum terdiri dari tiga bentuk yaitu tipe gravitasi, tipe T terbalik, dan kepala jembatan dengan penopang. (Kazuto Nakazawa, 1983).

### **2.7 Podasi Tiang Pancang**

Pada keadaan tertentu pondasi telapak, plat, sumuran, dan tiang pancang sebagai pendukung struktur, dibuat diatas tanah lempung dan lanau plastis. Untuk tiap tipe fondasi diperlukan penelitian tersendiri guna menentukan faktor aman kapasitas daya dukung fondasi dan perkiraan jumlah penurunan. (Peck, Hanson, Thornburn, 1973).

Abutment dan Pilar jembatan didirikan diatas pondasi tiang Pancang untuk menghindari kemungkinan kehilangan kapasitas daya dukung tanah dimana pondasi dangkal dapat mengalami kerusakan akibat karena erosi tanah pada permukaan lahan (Braja M.DAS,1990)

## BAR III

### LANDASAN TEORI

#### 3.1 Komponen Struktural Jembatan Rangka Baja Model *Curved-Chord Pratt Truss*

Bagian-bagian struktural dari jembatan rangka baja model *Curved – Chord Pratt Truss* adalah pelat lantai, gelagar memanjang, gelagar melintang, rangka dan ikatan angin.

Bagian-bagian struktural dari jembatan rangka baja adalah sebagai berikut :

1. Lapis permukaan

Lapis permukaan adalah komponen yang berhubungan langsung dengan pengguna lalu-lintas. Ketebalan lapisan ini bervariasi dari 5-10 cm.

2. Pelat Lantai

*Pelat lantai* adalah komponen struktural jembatan yang secara langsung mendukung beban lalu lintas satu arah (*one way*). Pelat ini didukung oleh balok-balok gelagar memanjang dan melintang.

3. Gelagar memanjang

Gelagar memanjang adalah balok lantai/girder yang dipasang sejajar jembatan untuk menerima beban lantai secara langsung yang kemudian

ditumpu oleh gelagar melintang. Prinsip gelagar memanjang diasumsikan sebagai gelagar sederhana (sendi-rol).

#### 4. Gelagar melintang

Gelagar melintang merupakan gelagar yang menerima beban dari gelagar memanjang untuk diteruskan ke gelagar induk.

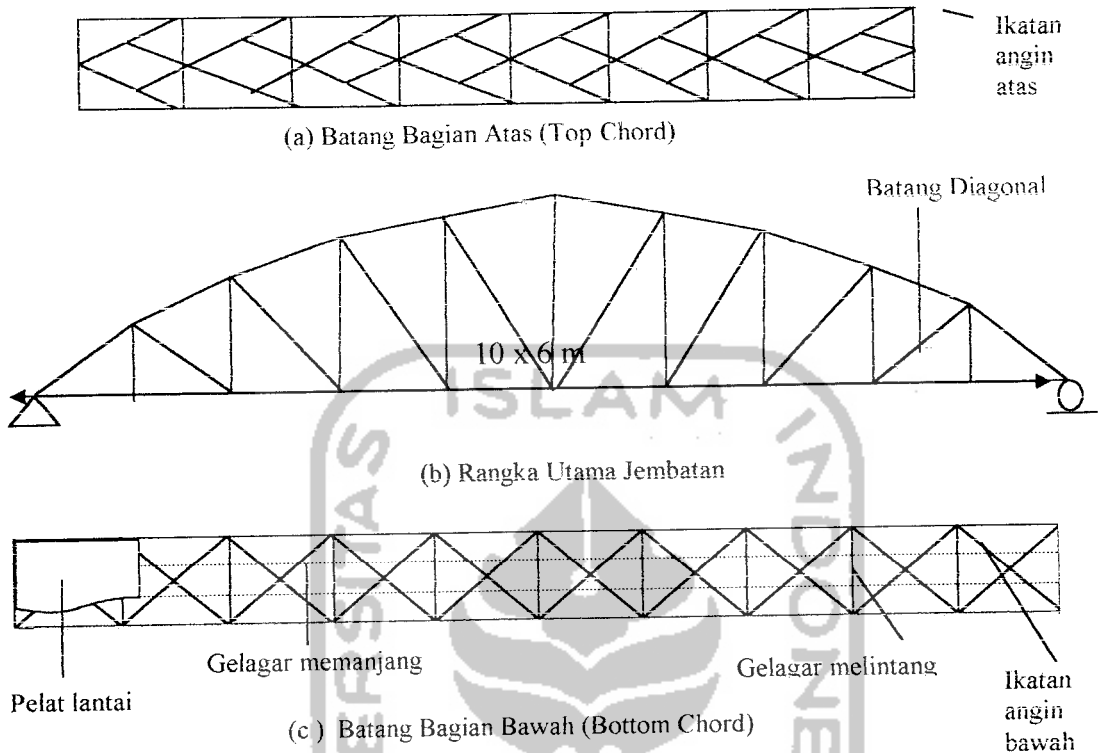
#### 5. Rangka utama

Rangka utama merupakan struktur utama yang mendukung seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja, baik beban eksternal maupun beban akibat beban sendiri yang diterima batang-batang pada rangka sehingga mengalami tarikan aksial (gaya tarik) dan tekanan aksial (gaya tekan) dapat dilihat pada Gambar 3.1(a). Terdapat dua buah rangka pada masing-masing bentang jembatan yang keduanya diikat secara lateral oleh gelagar melintang dan ikatan angin.

#### 6. Ikatan Angin

Ikatan angin atas merupakan gaya arah lateral pada rangka yang diakibatkan oleh gaya angin atas, dimana perencanaan rangkanya disesuaikan dengan joint pada bagian atas rangka utama jembatan. Pada rangka diagonal Struktur ini berupa rangka batang, diletakkan pada batang atas dan batang bawah rangka utama, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1(b) dan (c).

Bentuk dan komponen-komponen tersebut dapat dilihat pada gambar 3.1



**Gambar 3.1** Bagian-bagian Structural Jembatan Rangka Baja Model

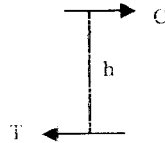
Curved-Chord Pratt Truss

Bentuk dasar dari rangka dinding jembatan tipe *Curved-Chord Pratt Truss* adalah hiperbola dengan batang tepi atas tidak sejajar, tetapi lengkung untuk mengikuti bidang momen agar gaya aksial yang bekerja pada batang tepi atas relative sama.

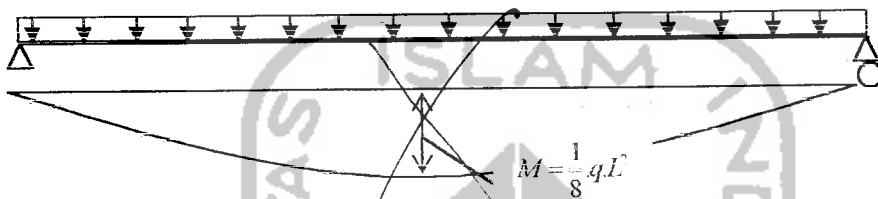
Batang-batang vertikal direncanakan semakin ke tengah bentang semakin panjang. Perencanaan tersebut didasarkan dengan analisa momen maksimum yang terjadi pada tengah bentang sehingga gaya pada batang vertikal relatif sama. Hal tersebut dituliskan dalam persamaan sebagai berikut :

$$M = C.h = h.T \dots\dots\dots(3.1)$$

dengan  $M$  adalah momen yang terjadi (KNm),  $C$  atau  $T$  adalah gaya batang yang terjadi (KN), dan  $h$  adalah tinggi batang vertikal (m).



Gambar 3.2 Momen Kopel Gaya-gaya batang



Gambar 3.3 Diagram Momen di tengah bentang

Pertambahan angin atas (*Top Chord*) tersusun dari bentuk dasar segitiga yang memiliki kestabilan dalam menahan gaya – gaya lateral (beban angin).

### 3.1. Pembebanan Menurut AASHTO-LRFD *Bridge-Specification*

#### 3.2.1 Beban Gravity

Beban gravity adalah beban-beban yang disebabkan oleh berat obyek pada jembatan. Beban-beban seperti beban tetap dan beban berjalan, dan keduanya bekerja kearah bawah terhadap pusat bumi (Puckett-Barker, 1997).

##### 1. Beban tetap (*Permanent Load*)

Beban-beban yang termasuk beban tetap menurut beban AASHTO 1994 yang digunakan dalam perencanaan ini adalah beban mati dari komponen struktur dan perlengkapan nonstruktur (DC).

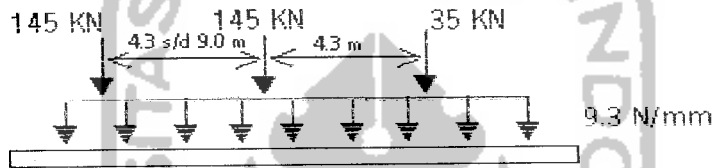


2. Beban sementara (*Transient Load*) menurut AASHTO 1994

Beban sementara digunakan untuk perencanaan gelagar, terdiri dari beban truk rencana, beban tandem rencana, beban jalur rencana.

a. Truk rencana

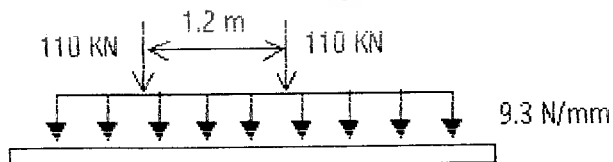
Konfigurasi pertama adalah beban Truk rencana diilustrasikan pada Gambar 3.3 terdiri dari beban merata sebesar  $9,3 \text{ N/mm}$  dan beban terpusat sebesar  $145 \text{ KN}$  dan  $35 \text{ KN}$  dengan jarak  $4,3 \text{ m} - 9 \text{ m}$ .



**Gambar 3.3** Beban rencana AASTHO untuk Truk

b. Tandem rencana

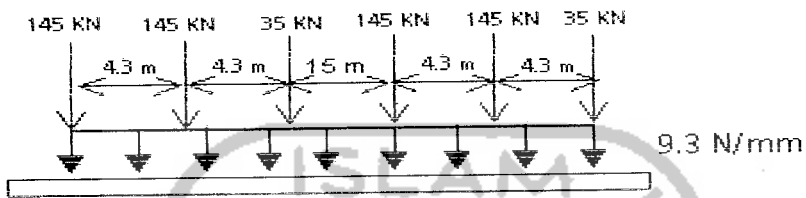
Konfigurasi kedua adalah beban tandem rencana dan diilustrasikan pada gambar 3.4 terdiri dari 2 sumbu dengan berat  $110 \text{ KN}$  masing-masing jaraknya  $1200 \text{ mm}$  dan beban merata sebesar  $9,3 \text{ N/mm}$



**Gambar 3.4** Beban rencana AASTHO untuk tandem

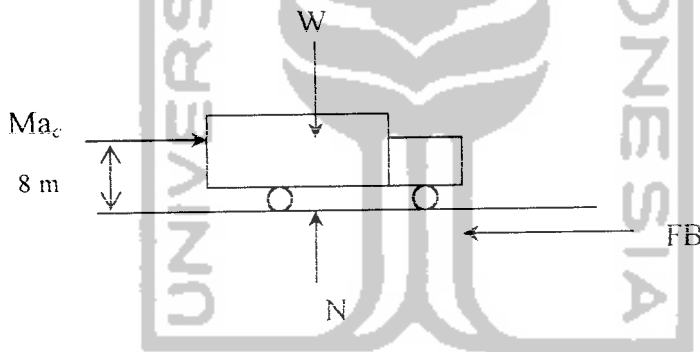
c. Beban jalur rencana

Merupakan konfigurasi beban yang terdiri dari beban distribusi merata sebesar 9,3 N/mm dan diasumsikan menempati bagian 3000 mm secara melintang (Gambar 3.5)



Gambar 3.5 Beban rencana AASTHO untuk beban jalur

d. Gaya Rem (*Braking force*)



Gambar 3.6 Gaya-gaya yang bekerja pada saat pengereman

Dari gambar 3.6 gaya rem (FB) adalah :

$$FB = b.W \dots\dots\dots(3.1)$$

$$b = \frac{1}{2} \left( \frac{V^2}{g.s} \right)$$

v adalah kecepatan rencanan kendaraan (m/s), g adalah percepatan gravitasi (m/s<sup>2</sup>), W adalah berat kendaraan (kN), s adalah jarak pengereman (m). Ma<sub>c</sub> adalah energi kinetik karena pengaruh massa dan

kecepatan truk. Untuk kecepatan rencana 90 km/jam = 25 m/s dan jarak pengereman 122 m didapat  $b$  adalah 25 %.

e. Beban Dinamik (*Dynamic Load*)

Beban hidup dapat bersifat statik serta memiliki efek dinamik dan diperhitungkan pada perencanaan jembatan jalan raya yaitu :

$$UL + 1 = UL (1 + IM) \dots \dots \dots (3.2)$$

dengan IM adalah efek beban hidup tambah beban dengan syarat dari beban dinamik, UL adalah efek beban hidup, IM adalah fraksi dari Tabel 3.1

**Tabel 3.1** Faktor Efek Dinamik

Komponen	IM (%)
Join dek-semua kondisi batas	75
Semua komponen lain	
Kondisi batas fatigue dan fracture	15
Semua kondisi batas yang lain	33

### 3.2.2 Beban Lateral

Beban lateral yang bekerja pada rangka jembatan sungai Cimeneng yang diperhitungkan adalah gaya angin. Gaya angin menurut AASHTO-LRFD 1994 dapat dilihat pada Tabel 3.2. Gaya angin juga ada pada kendaraan sebesar 1.46 N/mm dengan lokasi pada 1.8 m dari permukaan jalan.

**Tabel 3.2** Beban Angin yang Bekerja Pada Rangka Baja

Komponen struktur	Beban Angin Tekan	Beban Angin Hisap
	(Mpa)	(Mpa)
Rangka, kolom, lengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan rata yang luas/besar	0,0019	N/A

Kombinasi beban yang digunakan menurut AASHTO-LRFD dalam perencanaan ini adalah :

1. Batas Kekuatan V (*Strength Limit V*) :  $1,0 DC + 1,35 BR + 1,35 IM + 1,35 LL \pm 0,4 WL$
2. Batas layan II (*Service Limit II*) : Defleksi beban kendaraan ditengah bentang  $\leq L/800$  dimana L adalah panjang bentang.

Dengan DC (*Dead loads component structure*), BR (*Braking force*), IM (*Dinamic Load*), LL (*Vehicular live load*), WL (*Wind load on Structure*).

### 3.3 Analisis Jembatan Rangka Berdasarkan AASHTO-LRFD 1994

#### 3.3.1 Asumsi

Dalam analisis jembatan rangka baja, gaya aksial pada batang diasumsikan sebagai berikut (Ram Chandra,1990) :

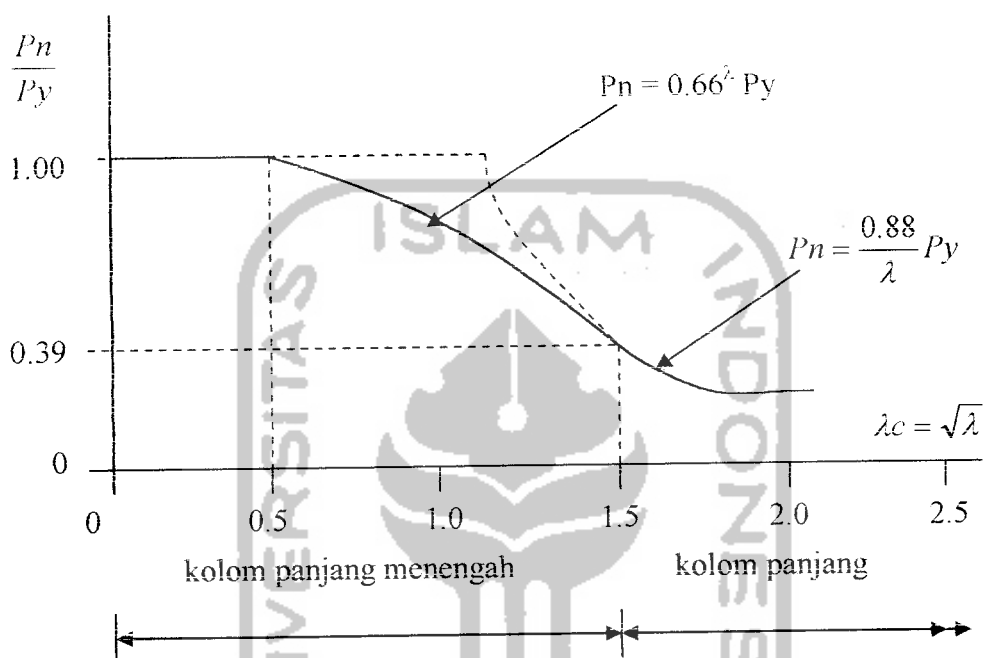
1. Semua batang dari jembatan rangka adalah lurus dan bebas berotasi pada joint
2. Semua joint dari jembatan rangka terdapat pada pertemuan pusat gaya berat batang
3. Semua beban termasuk berat sendiri dari batang di tempatkan pada joint

#### 3.3.2 Kapasitas Nominal Batang Tekan

Dalam perencanaan batang tekan terhadap dua kriteria yaitu :

1. Kriteria Tekuk Menyeluruh (*Overall buckling*)

Tekuk menyeluruh terjadi pada penampang kompak. Untuk rumus-rumus kolom pada kriteria tekuk keseluruhan secara ringkas ditunjukkan pada Gambar 3.7



Gambar 3.7 Kurva untuk desain kolom

Fungsi kerampingan  $\lambda_c$  diambil sebagai parameter kerampingan (sebagai ganti  $KL/r$ ) menurut spesifikasi LRFD. Parameter kerampingan  $\lambda_c$  didefinisikan sebagai :

$$\lambda = \lambda_c^2 = \left( \frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$\lambda_c = 1.5 ; \lambda = \lambda_c^2 = 1.5^2 = 2.25$$

LRFD bertujuan memberikan keamanan yang konstan bagi semua kolom. Bila kekuatan tersebut bervariasi menurut kerampingan, tentulah variasi ini harus dicakup dalam kekuatan nominal  $P_n$ .

Kekuatan nominal  $P_n$  dari kolom kriteria tekuk keseluruhan :

- a. Untuk kolom panjang menengah ( $\lambda < 2.25$ ), kekuatan nominal ( $P_n$ ) yaitu :

$$P_n = 0.66^2 F_y A_s \dots\dots\dots (3.4)$$

- b. Untuk panjang kolom ( $\lambda \geq 2.25$ ), kekuatan nominal yaitu :

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda} \dots\dots\dots (3.5)$$

Kekuatan tekan ( $P_r$ ) dari kolom ditentukan dengan mengalikan kekuatan nominal ( $P_n$ ) dengan faktor ketahanan untuk kompresi ( $\Phi_c$ ).

$$P_r = \Phi_c P_n \dots\dots\dots (3.6)$$

## 2. Kriteria tekuk lokal (*Local buckling*)

Untuk rasio lebar terhadap tebal digunakan persamaan umum :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} \dots\dots\dots (3.7)$$

supaya tidak terjadi tekuk lokal maka  $F_{cr} = F_y$

$$F_y = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} \dots\dots\dots (3.8)$$

dari persamaan 3.8, diperoleh :

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - \mu^2) F_y} \dots\dots\dots (3.9)$$

dengan memasukkan nilai  $\mu = 0.3$  maka persamaan 3.9 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - 0,3^2) F_y} \dots\dots\dots (3.10)$$

persamaan 3.10 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{3,14^2 \cdot E \cdot k}{10,92 \cdot F_y} \dots\dots\dots(3.11)$$

dengan menghilangkan nilai kuadrat maka persamaan 3.11 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right) = \sqrt{\frac{1 \cdot E \cdot k}{F_y}} \dots\dots\dots(3.12)$$

karena nilai k adalah konstanta maka nilai k dapat dikeluarkan menjadi

$$\left(\frac{h}{t}\right) = k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(3.13)$$

dengan nilai E = 29000 Ksi atau E = 2.10<sup>5</sup> MPa

sehingga rasio lebar terhadap tebal pada sayap :

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(3.14)$$

k koefisien tekuk plat sayap, b adalah lebar plat (mm), t adalah tebal plat (mm).

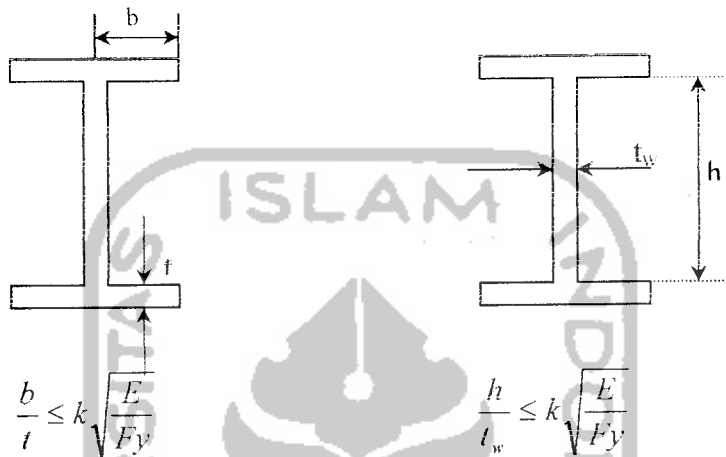
pada badan :

$$\frac{h}{t_w} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(3.15)$$

k adalah koefisien tekuk plat badan, h adalah tinggi dari badan (mm),

t<sub>w</sub> adalah tebal badan (mm).

Untuk kolom dengan rasio lebar/tebal terlalu besar masuk dalam kriteria tekuk lokal. Batas rasio kelangsingan maksimal elemen tekan agar penampang mengalami tekuk lokal di jelaskan pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Rasio batas lebar-tebal profil I

3. Batas rasio kelangsingan

Jika kolom menjadi terlalu ramping, maka hanya akan mempunyai kekuatan yang kecil.

- a. Batang yang dianjurkan untuk batang utama adalah  $(Kl/r) \leq 120$
- b. Batang yang dianjurkan untuk pengaku adalah  $(Kl/r) \leq 140$

3.3.3 Menentukan Kapasitas Batang Tarik

Kuat batang tarik ditentukan berdasarkan dua ragam kegagalan yaitu kegagalan karena pelelehan dan kegagalan fracture (Puckett-Burker,1997), yaitu :

1. Berdasarkan pelelehan

$$\phi_y \cdot P_{ny} = \phi_y \cdot F_y \cdot A_g \dots\dots\dots(3.16)$$



dimana  $\Phi_y=0.95$ , adalah faktor resistan,  $P_{ny}$  adalah kekuatan tarik nominal untuk leleh (N),  $F_y$  adalah kekuatan leleh (Mpa),  $A_g$  adalah luas penampang melintang brutto ( $\text{mm}^2$ ).

2. Berdasarkan kondisi fracture

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e \dots\dots\dots(3.17)$$

$\Phi_u = 0.80$ , adalah faktor resistan karena fracture pada batang tarik,  $P_{nu}$  adalah kekuatan tarik nominal untuk retakan (N),  $F_u$  adalah kekuatan tarik (MPa), dan  $A_e$  adalah luas efektif ( $\text{mm}^2$ ), luas efektif untuk jenis sambungan sebagai berikut :

a. Luas efektif pada sambungan baut

Luas efektif pada sambungan baut dapat dijelaskan dengan persamaan :

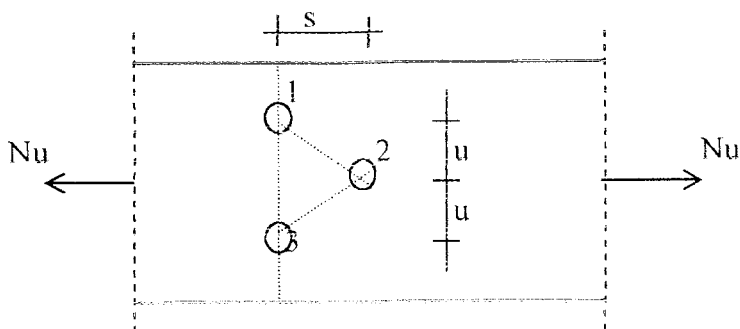
$$A_e = U A_n \dots\dots\dots(3.18)$$

$A_e$  adalah luas efektif untuk sambungan baut,  $U$  adalah koefisien reduksi akibat eksentrisitas antara pusat elemen dengan pusat elemen penghubung, koefisien reduksi untuk memperhitungkan eksentrisitas lubang dan nilai  $U$  tergantung pada bentuk profil dan jenis sambungan yang digunakan. Nilai koefisien reduksi untuk sambungan baut :

$$U = 1 - \left( \frac{x}{L} \right) \dots\dots\dots(3.19)$$

$x$  adalah jarak eksentrisitas,  $L$  adalah jarak antara lubang awal dengan lubang akhir pada satu baris, dijelaskan dalam Gambar 3.9.

Luas penampang bersih ( $A_{nt}$ ) akibat lubang baut, secara lengkap juga dijelaskan pada Gambar 3.9 berikut :



**Gambar 3.9** Pola lubang penampang pada elemen tarik

b. Luas penampang bersih pada :

1) Potongan lurus

$$\text{Potongan 1-3} : A_n = A_g - ndt \dots\dots\dots(3.20)$$

2) Potongan diagonal/zig-zag

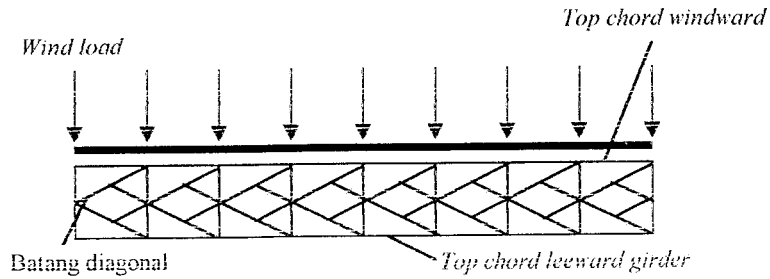
$$\text{Potongan 1-2-3} : A_n = A_g - ndt + \sum \left( \frac{s^2 t}{4u} \right) \dots\dots\dots(3.21)$$

Dengan  $A_g$  adalah penampang bruto ( $\text{mm}^2$ ),  $t$  adalah tebal penampang,  $d$  adalah diameter lubang (mm),  $n$  adalah banyaknya lubang,  $s$  adalah jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur (mm),  $u$  adalah jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur (mm). Nilai penampang bersih diambil yang terkecil dan dalam satu potongan jumlah luas lubang tidak boleh melebihi 15 % luas penampang utuh.

### 3.3.4 Analisis Sistem Batang Pengekang (*Lateral Bracing*)

1. Batang Pengekang Lateral Atas (*Top lateral bracing*)

Dalam analisis diasumsikan bahwa batang diagonal tertentu yang akan mengalami gaya tarik sesuai dengan arah angin (Gambar 3.10).

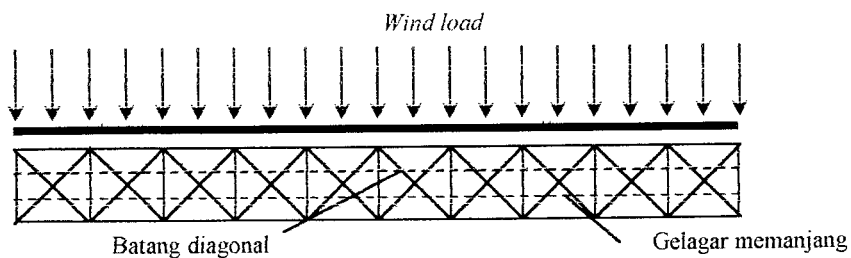


**Gambar 3.10** Distribusi angin pada *Top lateral bracing*

*Top lateral bracing* berlaku sebagai *Simply supported horizontal girder* sehingga batang atas yang terkena angin arah depan (*Top chord windward girder*) akan mengalami tekan dan batang atas yang terkena angin hisap (*Top chord leeward girder*) akan mengalami tarik.

2. Batang Pengekang Lateral Bawah (*Bottom lateral bracing*)

Beban maksimum lateral (beban angin pada *unloaded span* dan *loaded span*) digunakan dalam perhitungan untuk mencari gaya batang pengekang lateral bawah. Dalam analisis batang diagonal tertentu mengalami tarik tergantung dari arah angin dan batang diagonal yang lain tidak akan mengalami gaya apapun (*Dummy*). Batang diagonal didesain dengan beban lateral maksimum dari *loaded span* dan *unloaded span* (Gambar 3.11).



**Gambar 3.11** Distribusi angin pada *Bottom lateral bracing*

**3.3.5 Kekuatan Baut**

Jembatan rangka baja ini menggunakan sambungan baut. Persyaratan keamanan yang diberikan LRFD untuk sambungan baut adalah :

$$\Phi.Rn \geq \sum y_i.Q_i \dots\dots\dots(3.22)$$

$$\Phi.Rn \geq Pu \dots\dots\dots(3.23)$$

$\Phi$  adalah faktor resistan,  $Rn$  adalah resistan nominal,  $y_i$  adalah faktor kelebihan beban,  $Q_i$  adalah beban-beban,  $Pu$  adalah beban terfaktor.

1. Kekuatan geser desain (Tanpa ulir pada bidang geser)

Pada struktur rangka jembatan model *Curved-Chord Pratt Truss* digunakan baut A490 dengan ulir terpisah dari bidang geser, lihat Tabel 3.5

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f m f_u^b A_b \dots\dots\dots(3.25)$$

Dimana  $\phi_f = 0,80$ , adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur,  $f_u^b$  adalah tegangan tarik putus baut,  $A_b$  adalah luas brutto penampang baut pada tak berulir,  $m$  = banyaknya tampang yang dipasang baut. Untuk kuat geser nominal baut yang punya beberapa bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing-masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

**Tabel 3.3** Kekuatan desain dari baut mutu tinggi A490

Penyambung	$F_u^b$ (Ksi)	Kekuatan tarik (ksi)	Kekuatan geser (ksi) $\Phi=0.65$
Baut A490, bila ulir terpisah dari bidang geser	150	$\Phi(0.75 F_u^b)$ $0.75(112.5)=84.4$	$\Phi(0.60 F_u^b)$ $0.65(90.0)=58.5$

## 2. Kekuatan tumpu desain

Kekuatan desain  $\Phi R_n$  bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar daripada 1.5 kali diameter lubang, jarak antara lubang lebih besar daripada 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut :

$$R_d = \phi_f R_n = 2 A \phi_f d_b t_p f_u \dots \dots \dots (3.25)$$

kuat tumpu yang didapat dari perhitungan di atas berlaku untuk semua jenis lubang baut. Sedangkan untuk lubang baut selot panjang tegak lurus arah kerja gaya berlaku persamaan berikut :

$$R_d = \phi_f R_n = 2.00 \phi_f d_b t_p f_u \dots \dots \dots (3.26)$$

Dengan keterangan  $\phi_f = 0,80$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur,  $d_b$  adalah diameter baut nominal pada daerah tak berulir,  $t_p$  adalah tebal plat dan  $f_u$  adalah tegangan tarik putus yang terendah dari pelat.

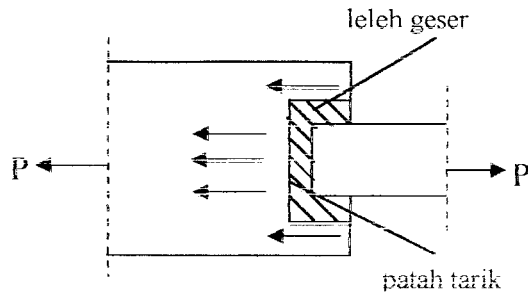
### 3.3.6 Perhitungan Blok Geser (*Block Shear*)

Menurut perencanaan LRFD, ada dua kondisi perencanaan kekuatan pada blok geser, yang ditentukan sebagai berikut :

1. Jika  $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_y A_{gv}$  terjadi pelelehan geser dan patah tarik, digunakan persamaan dibawah ini :

$$\phi R_n = \phi (0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \dots \dots \dots (3.27)$$

Kondisi ini ditunjukkan pada gambar 3.12 berikut :

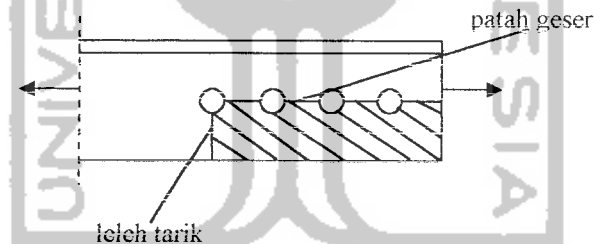


**Gambar 3.12** Blok geser pelepasan geser dan patah tarik

2.  $0.6 F_u A_{ne} > F_u A_{nt}$  terjadi pelepasan tarik dan patah tarik, digunakan persamaan dibawah ini :

$$\phi R_n = \phi(0.6 F_u A_{ny} + F_y A_{gt}) \dots \dots \dots (3.28)$$

kondisi ini ditunjukkan pada Gambar 3.13 berikut :



**Gambar 3.13** Blok shear pelepasan tarik dan geser

dimana  $\Phi = 0.8$ ,  $A_{gy}$  adalah luas brutto geser,  $A_{gt}$  adalah luas brutto untuk tarik,  $A_{ny}$  adalah luas netto untuk geser,  $A_{nt}$  adalah luas netto untuk tarik. Selain itu perlu diperiksa kuat blok plat ujung terhadap geser pada baut dengan persamaan sebagai berikut :

$$\phi T_n = \phi(0.6 f_u) A_{ns} \dots \dots \dots (3.29)$$

### 3.3.7 Perhitungan Keadaan Batas Menurut LRFD-AASHTO 1994

Jembatan struktur baja harus didesain sehingga kinerja saat pembebanan tidak diatas keadaan batas yang telah ditentukan oleh LRFD-AASHTO 1994

$$\Phi \cdot R_n \geq \eta \sum \gamma_i \cdot Q_i \dots \dots \dots (3.30)$$

dimana  $\Phi$  adalah faktor resistan,  $R_n$  adalah nominal resistan,  $\eta$  adalah pengali beban yang berhubungan dengan daktilitas, redundan, dan kepentingan operasional,  $\gamma_i$  adalah faktor beban,  $Q_i$  adalah efek beban.

#### 1. Kondisi batas kekuatan (*Strength limit*).

Kondisi batas kekuatan diatur oleh kekuatan statis dari material atau stabilitas yang diberikan oleh penampang lintang.

##### a. Klasifikasi penampang lintang

Bentuk tampang lintang diklasifikasikan sebagai tampang kompak, non kompak, atau langsing tergantung dari rasio lebar-tebal pada elemen tekan atau pengaku.

Tampang kompak adalah tampang yang dapat mencapai momen puntir ( $M_p$ ) sebelum tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*) atau tekuk lokal (*local buckling*) yang terjadi pada sayap dan badan.

Tampang nonkompak adalah tampang yang dapat menghasilkan momen lebih besar dari  $M_y$ , tapi lebih kecil dari momen plastis ( $M_p$ ), sebelum tekuk lokal (*local buckling*) terjadi pada elemen kompresi atau tekan terjadi.

Tampang langsing adalah tampang yang bagian elemen tekan terlalu langsing sehingga akan terjadi tekuk lokal sebelum  $M_y$  tercapai.

## b. Keadaan Batas

Keadaan batas pada kekuatan (*Strength Limit State*):

1) Untuk tampang kompak

$$M_r = \Phi_f \cdot M_n \dots \dots \dots (3.31)$$

dimana  $\Phi_f$  adalah faktor resistensi

$$M_n = M_p \dots \dots \dots (3.32)$$

2) Untuk tampang nonkompak

$$F_r = \Phi_f \cdot F_n \dots \dots \dots (3.33)$$

dimana  $F_n$  = ketahanan nominal dari tampang nonkompak.

Dengan  $\phi_f = 1.00$ , adalah factor resistensi dan  $F_n$  adalah ketahanan nominal dari tampang non kompak. Untuk ketahanan nominal lendutan berdasarkan profil yang akan digunakan. Dan faktor resisten dari kondisi kekuatan batas diberikan pada tabel pada *AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications*.

Pada Sruktur jembatan rangka baja sungai Cimeneng digunakan batas kekuatan (*Strength limit V*). Resistan faktor dari kondisi kekuatan batas diberikan dari Tabel 3.4

**Tabel 3.4** Faktor resistan untuk kondisi kekuatan batas

Keterangan model	Faktor resistan
Lendutan	$\Phi_f = 1.00$
Kompresi aksial pada baja	$\Phi_c = 0.90$
Tarik, leleh di tampang lintang	$\Phi_y = 0.95$



2. Keadaan batas layan (*Sevice Limit*)

Pada rangka jembatan sungai Cimeneng digunakan batas layan I (*Sevice limit II*) untuk beban kendaraan atau beban hidup. Kedaan batas layan (*Service limit*) adalah terhadap defleksi dengan syarat nilai ditengah bentang  $\leq L/800$  dimana L adalah panjang bentang jembatan.

3. Keadaan batas gagal dan patah (*fatigue and limit state*)

Perencanaan untuk kondisi batas gagal melibatkan batasan jangkauan tegangan beban hidup yang mengakibatkan gagal, truk adalah nilai yang sesuai untuk penentuan tegangan berulang beban hidup pada jembatan.

Kriteria perencanaan kondisi batas gagal, pada masing-masing sambungan harus nyaman sesuai persamaan berikut :

$$\phi \cdot (\Delta F)_n \geq \eta \gamma (F) \dots \dots \dots (3.34)$$

Dimana  $(\Delta F)_n$  adalah tahanan gagal nominal (Mpa), dan  $(F)$  adalah jangkauan tegangan beban hidup tepat pada kegagalan akibat beban truk (Mpa), untuk batas gagal  $\phi=1$ , dan  $\eta=1$  dan nilai  $\gamma$  adalah faktor beban pada table factor beban untuk beban permanen ( $\gamma_p$ ) pada AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications.

### 3.4 Perencanaan Struktur Bawah

Konstruksi bagian bawah merupakan pendukung konstruksi bagian atas jembatan.

Konstruksi bagian bawah terdiri dari :

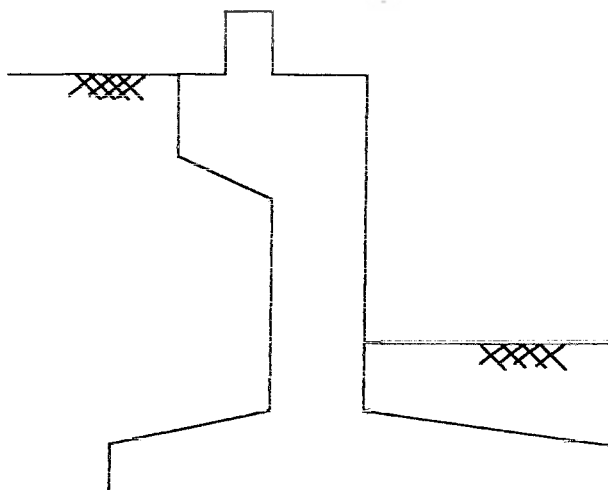
1. Pangkal jembatan.
2. Pilar jembatan.
3. Pondasi.

Beban yang bekerja :

1. Beban mati.
2. Beban hidup.
3. Tekanan tanah.
4. Gaya rem.

#### 3.4.1 Perencanaan Abutment

Bentuk struktur kepala jembatan pada perencanaan ini menggunakan tipe kepala jembatan tipe T terbalik sesuai dengan tinggi jembatan antara 5-12 m yang ditunjukkan pada Gambar 3.14 berikut :



**Gambar 3.14** Penampang Abutment

Gaya-gaya yang bekerja digolongkan dalam :

1. Akibat berat sendiri abutment.
2. Akibat berat tanah isian.
3. Akibat tekanan tanah.
4. Akibat beban terbagi merata.
5. Akibat kohesi tanah.
6. Akibat beban mati.
7. Akibat beban hidup.
8. Akibat beban hidup.
9. Akibat gaya gesekan pada tumpuan (Gg).

Menghitung keamanan terhadap penggulingan :

$$n = \frac{\sum MV}{\sum MH} > 1,5 \dots \dots \dots (3.35)$$

dimana :  $\sum MV$  = jumlah momen dari beban vertikal.

$\sum MH$  = jumlah momen dari beban horisontal.

Keamanan terhadap penggeseran :

$$n = \frac{tg\phi \cdot \sum V}{\sum H} \dots \dots \dots (3.36)$$

dimana :  $\phi$  = besar sudut gesek tanah.

Tegangan yang terjadi :

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} \dots \dots \dots (3.37)$$

dimana :  $b$  = lebar pondasi.

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6.e}{b} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} \dots\dots\dots(3.38)$$

$e$  = eksentrisitas pusat berat ke pusat gaya.

$A$  = luas dasar abutment.

### 3.4.2 Perencanaan Tiang Pancang

Kapasitas dukung ultimit dari sebuah tiang pancang dapat diketahui dengan menggunakan perhitungan sederhana dengan menjumlahkan daya dukung tanah dipusat tiang dengan total friksi dari selimut tiang pancang :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(3.39)$$

dimana :  $Q_u$  = kapasitas daya dukung tiang.

$Q_p$  = kapasitas daya dukung tiang dipusat tiang.

$Q_s$  = kapasitas daya dukung tiang dari total friksi (gesekan) seluas selimut tiang.

Untuk mencari nilai-nilai  $Q_p$  atau  $Q_s$  menggunakan rumus :

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*) \dots\dots\dots(3.40)$$

dimana :  $A_p$  = luas ujung tiang.

$c$  = nilai kohesi.

$q_p$  = faktor resistansi diujung tiang.

$q'$  = gaya tekan vertikal efektif diujung tiang.

$N_c^*$ ,  $N_q^*$  = faktor kapasitas daya dukung tiang.

Untuk tiang ditanah jenuh pada kondisi *undrained* :

$$Q_p = N_c \cdot C_u \cdot A_p = 9C_u \cdot A_p \dots\dots\dots(3.41)$$

dimana :  $C_u$  = kohesi *Undrained* tanah dibawah ujung pondasi.

$$Q_s = \sum P \cdot \Delta L \cdot f \dots\dots\dots(3.42)$$

dimana :  $P$  = rangkaian segmen tiang pancang.

$\Delta L$  = tinggi tiap segmen tanah.

$f$  = nilai resistansi gesekan tiap segmen.

Nilai resistansi gesekan dihitung dengan menggunakan metode :

1. Metode  $\lambda$

$$f_{av} = \lambda \cdot (\bar{\sigma}' + 2C_u) \dots\dots\dots(3.43)$$

dimana :  $\bar{\sigma}'$  = tekanan vertikal efektif rata-rata.

$C_u$  = nilai rata-rata gaya geser *Undrained*.

2. Metode  $\alpha$

$$f = \alpha \cdot C_u \dots\dots\dots(3.44)$$

dimana :  $\alpha$  = faktor empirik adhesi

Kemudian dari kedua nilai  $f$  tersebut diambil yang terkecil.

Kapasitas daya dukung ultimit (akhir) dari tiang pancang dihitung dengan cara-cara sebagai berikut :

1. Menentukan  $\sum Q_u = n_1 \cdot n_2 \cdot (Q_p + Q_s) \dots\dots\dots(3.45)$

$$Q_p = A_p \cdot [9C_{u(p)}] \dots\dots\dots(3.46)$$

dimana :  $C_{u(p)}$  = faktor kohesi *undrained* dari tanah lempung ujung pancang.

$$Q_s = \sum \alpha_p \cdot C_u \cdot \Delta L \dots\dots\dots(3.47)$$

sehingga :

$$\sum Q_u = n1 \cdot n2 \cdot [9 A_p \cdot C_{u(p)} + \sum \alpha_p \cdot C_u \cdot \Delta L] \dots\dots\dots(3.48)$$

2. Menentukan asumsi kapasitas ultimit tiang-tiang pancang dalam kelompok bekerja pada daerah blok dengan dimensi  $L_g \times B_g \times L$ . Nilai resistansi selimut pada daerah blok :

$$\sum P_g \cdot C_u \cdot \Delta L = \sum 2 \cdot (L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L \dots\dots\dots(3.49)$$

Besar kapasitas daya dukung dihitung dengan rumus :

$$A_p \cdot q_p = A_p \cdot C_{u(p)} \cdot N_c^* = (L_g \cdot B_g) \cdot C_{u(p)} \cdot N_c^* \dots\dots\dots(3.50)$$

Kemudian beban ultimit :

$$\sum Q_u = L_g \cdot B_g \cdot C_{u(p)} \cdot N_c^* + \sum 2 \cdot (L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L \dots\dots\dots(3.51)$$

3. Menentukan  $\sum Q_u$  dengan cara NSPT

$$\sum Q_u = C \cdot N_c \dots\dots\dots(3.52)$$

dimana : C = nilai kohesi tanah,

$N_c$  = jumlah pukulan pada uji lapangan.

4. Bandingkan ketiga nilai  $\sum Q_u$  tersebut, kemudian nilai  $\sum Q_u$  diambil yang terkecil.

**Momen pada telapak tiang pancang**

Total reaksi tiap tiang diperoleh dengan menjumlahkan beban sebagai berikut :

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{\sum Md}{\sum d^2} \dots\dots\dots(3.53)$$

dimana : P = total resultan reaksi tiang pancang dan beban langsung.

$\sum V$  = jumlah beban vertikal yang terjadi pada pondasi.

$\sum V$  = jumlah momen pada pusat gravitasi grup  $\sum M$  kadang-kadang dinyatakan dengan  $\sum Ve$ .

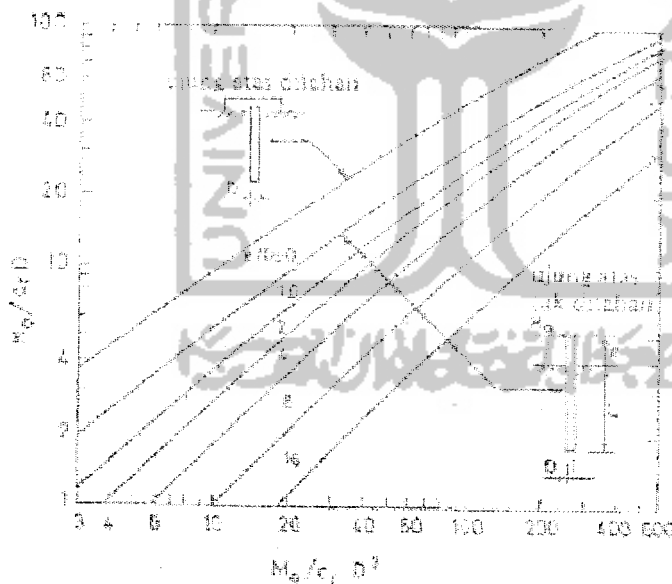
$n$  = jumlah tiang dalam grup.

$d$  = jarak dari pusat berat ke tiang.

$\sum d^2$  = jumlah kuadrat jarak tiap tiang dari pusat berat grup.

Gaya-gaya dalam di dalam tiang pancang pada tanah kohesif :

1. Kohesi rencana  $C_r$  yang diperlukan untuk perhitungan selanjutnya, dengan mengalikan kekuatan kohesi  $C_u$  dengan 0,5 (dalam  $\text{Kg/m}^2$ ).
2.  $H_0$  adalah beban horisontal akibat beban kerja yang menangkap di ujung atas tiang.  $D$  adalah diameter tiang.



Gambar 3.15 Grafik Hubungan Gaya horisontal ( $H_0$ ) dan Momen Luar ( $M_0$ )

3.  $M_0$  adalah momen luar akibat beban kerja yang menangkap di ujung atas tiang .
4. Penulangan tiang terhadap  $M_0$  dan  $P$  dengan perencanaan kekuatan batas.

5. Kedalaman dimana momen lentur maksimum adalah  $L_1$ , dan kedalaman dimana momen lentur nol adalah  $L_2$ , menurut rumus-rumus berikut :

$$L_1 = f + 1,5 D \quad \dots\dots\dots(3.54)$$

$$L_2 = 2,2 L_1 \quad \dots\dots\dots(3.55)$$

Dimana :

$$f = \frac{H_0}{9.Cr.D} \quad \dots\dots\dots(3.56)$$

Pembagian momen lentur sepanjang tiang atau sumuran dapat didekati menurut perbandingan yang ditunjukkan dalam gambar 3.16.



Gambar 3.16 Simpangan Dan Momen Lentur Dengan Ujung Atas Ditahan



## **BAB IV**

### **ANALISA DAN DESAIN**

#### **4.1 Waktu Penulisan**

Waktu penulisan ini dilakukan mulai bulan Januari 2003 dan direncanakan selesai bulan Juli 2003.

#### **4.2 Data struktur**

Dipakai rangka baja tipe *Curved-Chord Pratt Truss* sebagai objek perencanaan. Dengan spesifikasi mutu bahan bangunan sebagai berikut:

1. Slab beton dengan  $f'c = 35 \text{ Mpa}$
2. Baja profil pada struktur rangka dan gelagar,  $F_y = 50 \text{ Ksi} = 350 \text{ Mpa}$
3. Baja tulangan Slab  $F_y = 400 \text{ Mpa}$
4.  $F_u = 1034,5 \text{ Mpa} = 150 \text{ Ksi}$  untuk baut,  $F_u = 480 \text{ Mpa}$  untuk pelat buhul

#### **4.3 Variabel Penulisan**

Variabel yang digunakan adalah merencanakan jembatan dinding rangka baja model *Curved-chord Pratt Truss* pembebanan AASHTO dan desain LRFD 1994

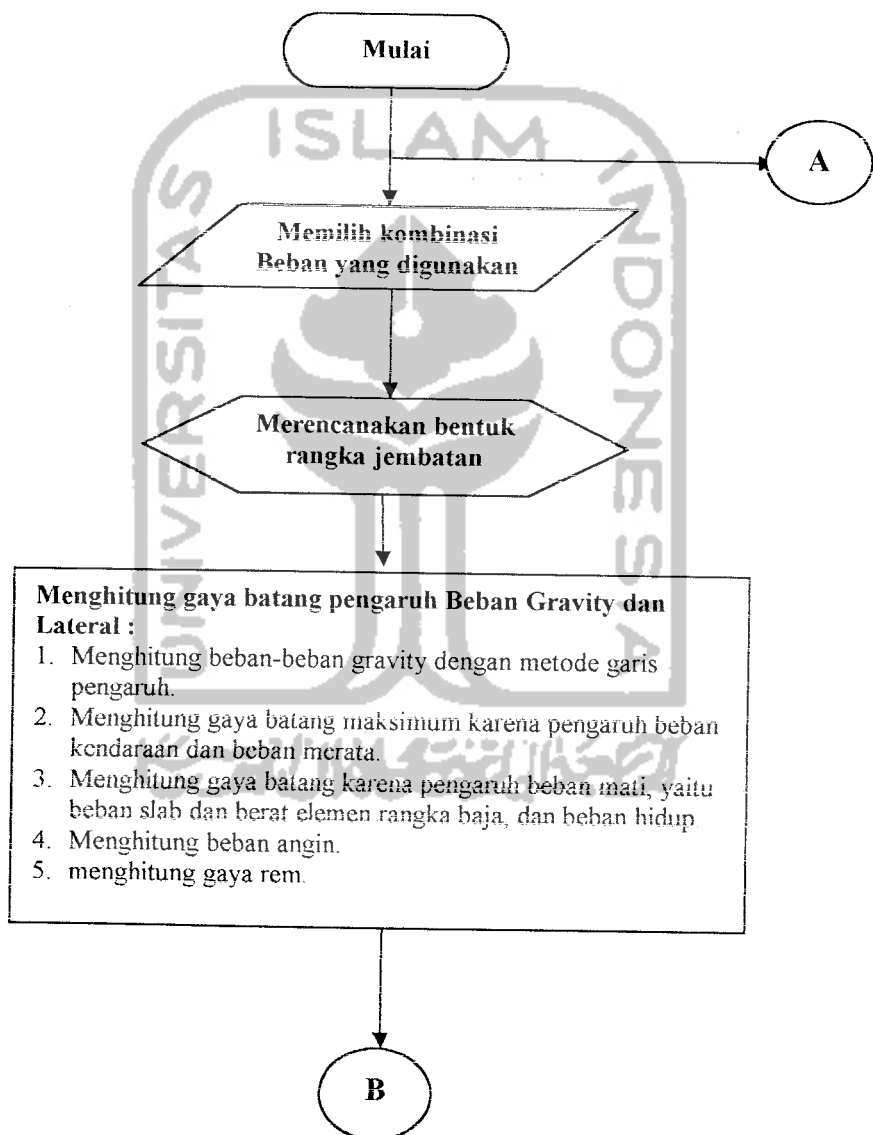
#### **4.4 Tahap Analisa**

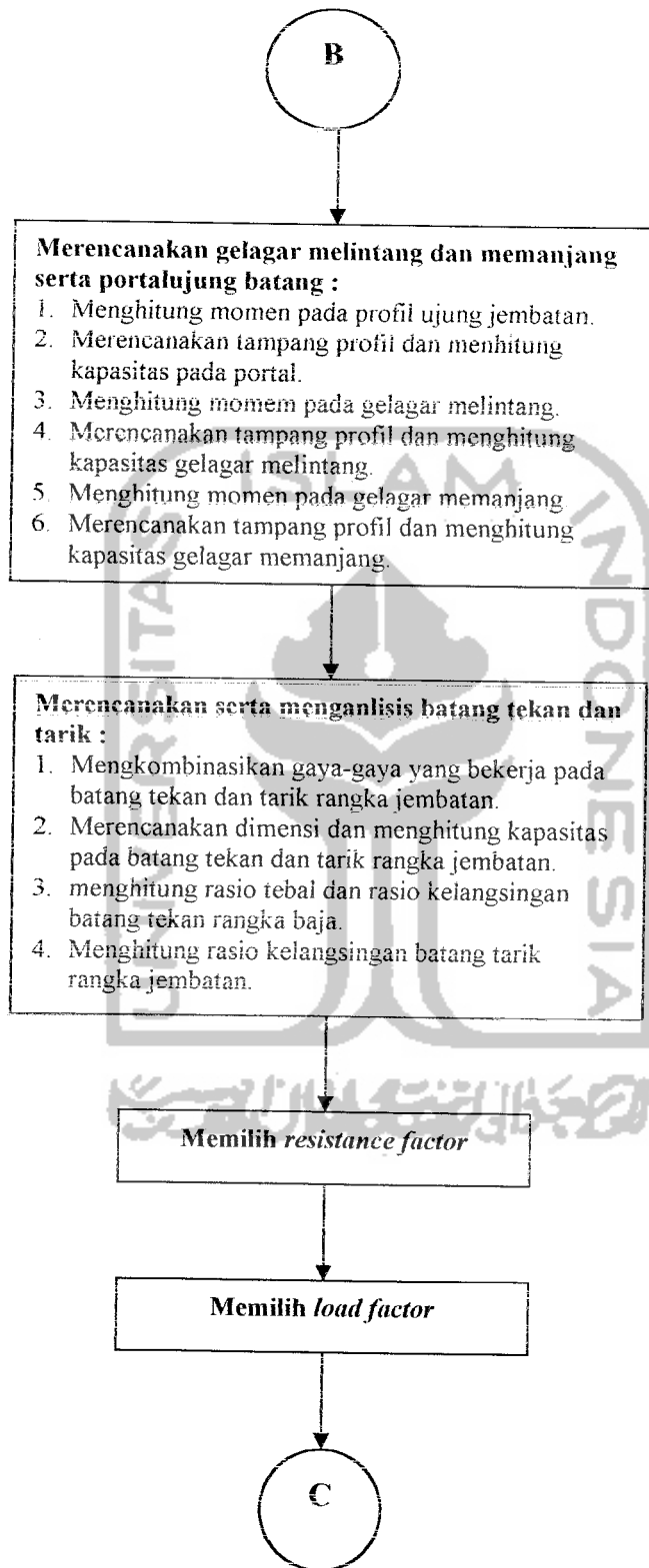
1. Menentukan spesifikasi dan konfigurasi struktur rangka baja jembatan

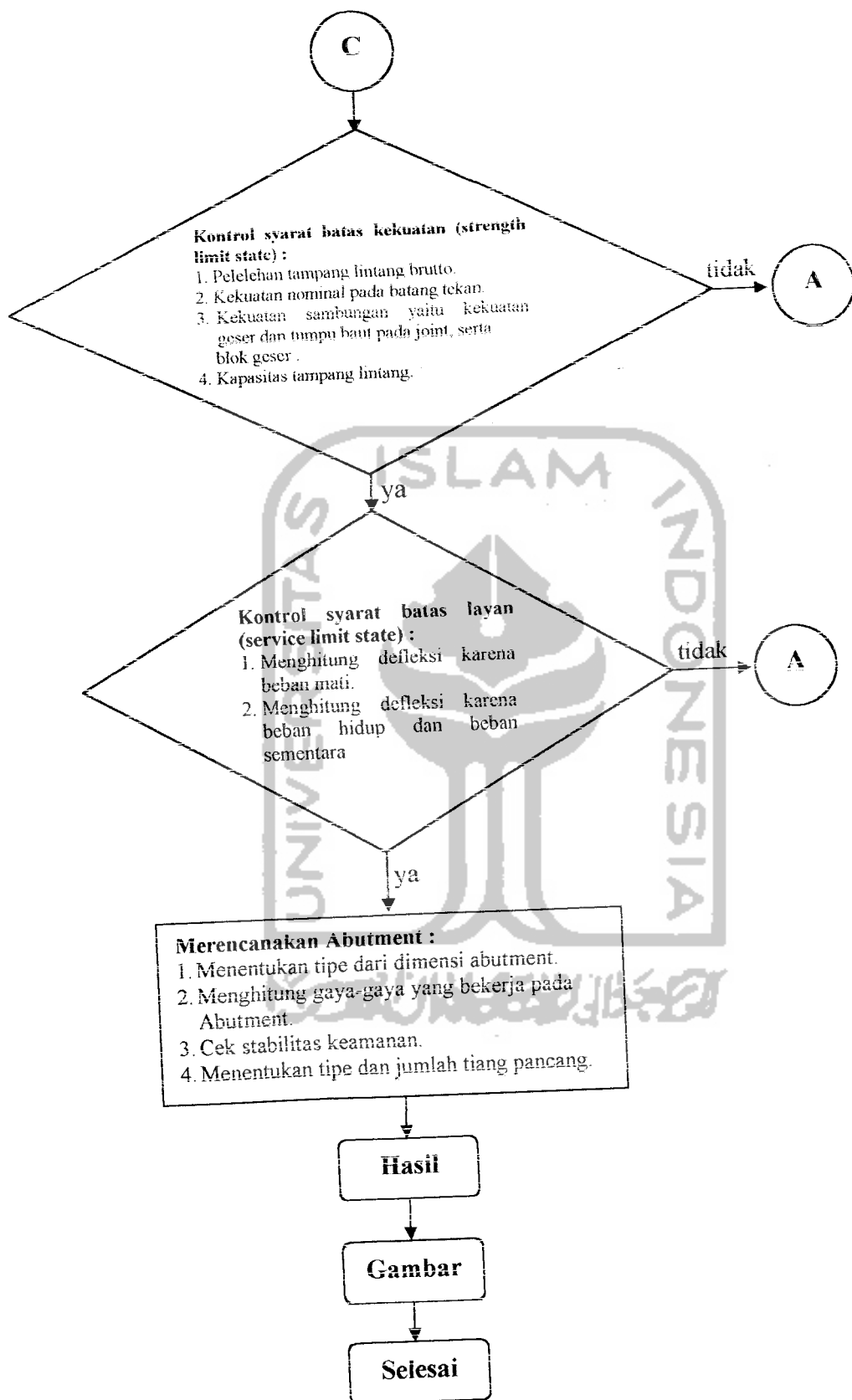
2. Menghitung beban-beban yang bekerja dengan AASHTO
3. Menganalisa struktur dan garis pengaruh dengan program SAP 2000 dan excel
4. Merencanakan elemen-elemen batang struktur dengan metode LRFD
5. Pembahasan.
6. Menyimpulkan hasil



**FLOW CHART PENGHITUNGAN  
JEMBATAN RANGKA BAJA MODEL CURVED –CHORD PRATT TRUSS  
DENGAN METODE AASHTO-LRFD**







## BAB V

### PEMBAHASAN

#### 5.1 Perhitungan Pelat Lantai Jembatan

1. Menghitung beban-beban yang bekerja dengan faktor beban

$$qD \text{ beton} = 0,22 \cdot 24 = 5,28 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ aspal} = 0,05 \cdot 22,5 = 1,125 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ air} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ total} = 7,405 \text{ kN/m}^2$$

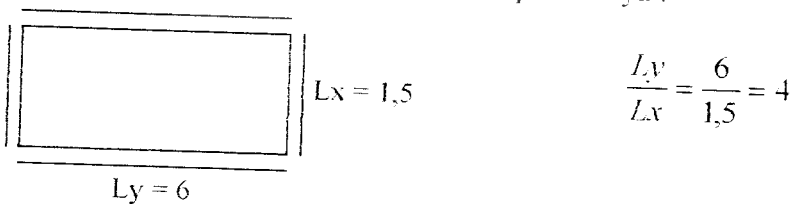
$$qL = 154,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,2 \cdot qD + 1,6 \cdot qL$$

$$= 1,2 \cdot 7,405 + 1,6 \cdot 154,3$$

$$= 255,766 \text{ kN/m}^2$$

Pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya :



**Gambar 5.1** Pelat lantai sebagai pelat satu arah

Koefisien momen (C) pada tabel 13.3.2 halaman 203 PBBI 1971 NI-2 Nilai koefisien momen untuk  $l_y/l_x = 4$  adalah sebagai berikut :

Tabel 5.1 Nilai koefisien momen plat (C)

	Koefisien momen pelat (C)
$M_{lx} = -M_{tx}$	63
$M_{ly}$	13
$-M_{ty}$	38

Digunakan tulangan pokok D16 mm.

Penutup beton (Pb) digunakan 20 mm.

Tinggi manfaat tulangan pelat lantai :

$$\begin{aligned} \text{Arah } x ; dx &= h - Pb - 1/2.D_{tul} \\ &= 200 - 20 - 1/2.16 \\ &= 172 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah } y ; dy &= h - Pb - D_{tulx} - 1/2.D_{tuly} \\ &= 200 - 20 - 16 - 1/2.12 \\ &= 158 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen-momen yang bekerja pada pelat :

$$\begin{aligned} M_{ulx} = -M_{utx} &= 0,001.q_u.lx^2.63 \\ &= 0,001.255,766.1,5^2.63 = 36,255 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Perencanaan tulangan  $l_x$  dan  $t_x$

$$M_{ulx} = -M_{utx} = 36,255 \text{ kNm}$$

$$M_u/\phi = 36,255/0,8 = 45,318 \text{ kNm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 20 \cdot 0,93}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,024$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,024 = 0,018$$

$$R_n = \frac{Mu / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{45,318 \cdot 10^6}{1000 \cdot (172)^2} = 1,532 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 20} = 23,529$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{23,529} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 23,529 \cdot 1,532}{400}} \right]$$

$$= 0,004 > \rho_{\min} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,004$$

$$A_{sp} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \geq 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$= 0,004 \cdot 1000 \cdot 172 \geq 0,002 \cdot 1000 \cdot 200$$

$$= 691,46 \geq 400 \text{ mm}^2$$

$$\text{dipakai } A_{sp} = 691,46 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan pokok D16 mm.

$$\text{sehingga } A_{D16} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{A_{D16} \cdot b}{A_{sp}}$$

$$= \frac{200,96 \cdot 1000}{691,46} = 290,63 \text{ mm} \approx 280 \text{ mm}$$

dipakai s = 300, maka tulangan pokok = D16-280



$$A_{s_{ada}} = \frac{M_{D, b}}{s} = \frac{200,96 \cdot 1000}{280} = 717,714 \text{ mm}^2$$

Kontrol kapasitas lentur pelat (arah x)

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{717,719 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 1000} = 16,89 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s_{ada}} \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{M_u}{\phi}$$

$$= 717,714 \cdot 400 \cdot \left( 172 - \frac{16,89}{2} \right) \geq 45,318 \text{ kNm}$$

$$= 46,954 \geq 45,318 \text{ kNm} \dots \text{Ok}$$

dipakai tulangan pokok D16-280

- Perencanaan Tulangan Susut :

$$A_{s_{susut}} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 200 = 400 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan susut Ø12 mm, sehingga :

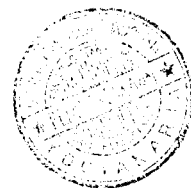
$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan susut (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_{s_{susut}}}$$

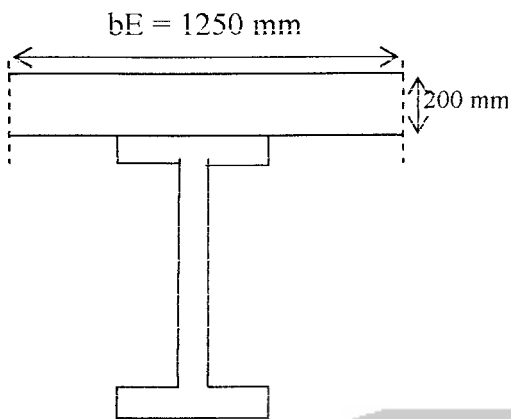
$$= \frac{113,097 \cdot 1000}{400} = 282,7425 \text{ mm}$$

dipakai s susut = 280 mm.

dipakai tulangan susut Ø12-280



## 5.2 Perhitungan Gelagar Memanjang



Profil W10x112

$$A_s = 21225,764 \text{ mm}^2$$

$$d = 288,544 \text{ mm}$$

$$t_f = 31,75 \text{ mm}$$

$$t_w = 19,177 \text{ mm}$$

$$b_f = 264,541 \text{ mm}$$

$$F_y = 344,75 \text{ Mpa}$$

$$F_c' = 34,475 \text{ MPa}$$

$$b_E \leq L/4 = 6/4 = 1,5 \text{ m}$$

$$b_E \leq b_o = 1,5 \text{ m}$$

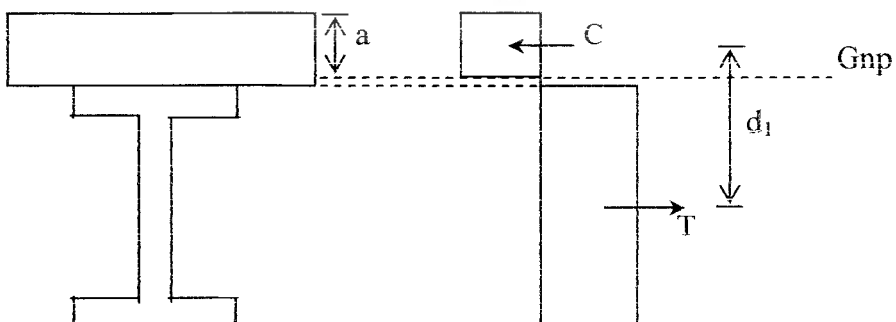
$$b_E \leq \frac{1}{2} b_o + b_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,5 + 0,5 = 1,25 \text{ m}$$

$$b_E = 1250 \text{ mm}$$

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{288,544 - 2 \cdot 31,75}{19,177} = 11,735 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{344,75}} = 34,468$$

$M_n \rightarrow$  dicari dengan distribusi tegangan plastis dengan  $\phi_b = 0,85$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot F_c' \cdot b_E} = \frac{21225,764 \cdot 344,75}{0,85 \cdot 34,475 \cdot 1250} = 199,772 \text{ mm} < t_s, \text{ gnp berada di beton.}$$



Gaya desak =  $C = 0,85 \cdot F_c' \cdot A_c = 0,85 \cdot 34,475 \cdot (1250 \cdot 199,722) = 7317582,139 \text{ N}$

$M_n = C \cdot d_i = 7317582,139 \cdot 244,411$

$= 1788497568 \text{ Nmm.}$

$\phi M_n = 0,85 \cdot 1788497568 = 1520222933 \text{ Nmm} = 1520,223 \text{ kNm.}$

Untuk perhitungan  $M_u$  diperoleh dengan program SAP 2000 Tabel 5.4 Lampiran 1,

nilai  $M_u = 421,063 \text{ kNm.}$

$M_u < M_n = 421,063 \text{ kNm} < 1520,223 \text{ kNm} \dots \dots \dots \text{Aman!}$

Tabel.5.1 Momen Ultimate pada Gelagar Memanjang dengan Kombinasi beban  $q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L$

Elemen	LOAD	STATION	V2	V3	M2	M3
1	COMB1	0	-388.033	5.17E-14	2.62E-14	4.97E-15
1	COMB1	1.5	-57.4134	1.16E-14	-1.4E-14	276.0849
1	COMB1	3	41.20639	-3.2E-16	-2.3E-14	288.2401
1	COMB1	4.5	139.8261	-1.2E-14	-1.3E-14	152.4657
1	COMB1	6	470.4459	-5.2E-14	4.78E-14	-409.638
2	COMB1	0	-262.83	2.88E-14	3.64E-14	-409.638
2	COMB1	1.5	-164.21	1.69E-14	2.07E-15	-89.3578
2	COMB1	3	-65.5907	4.94E-15	-1.4E-14	82.99315
2	COMB1	4.5	89.029	-1.4E-14	-3.3E-15	29.01447
2	COMB1	6	187.6487	-2.6E-14	2.64E-14	-178.494
3	COMB1	0	-195.371	2.38E-14	2.31E-14	-178.494
3	COMB1	1.5	-96.7508	1.19E-14	-3.7E-15	40.59724
3	COMB1	3	1.868904	-8.3E-17	-1.3E-14	111.7587
3	COMB1	4.5	100.4886	-1.2E-14	-3.4E-15	34.99053
3	COMB1	6	199.1084	-2.4E-14	2.36E-14	-189.707
4	COMB1	0	-187.756	2.35E-14	2.35E-14	-189.707
4	COMB1	1.5	-89.1361	1.15E-14	-2.7E-15	17.96173
4	COMB1	3	9.483628	-4.2E-16	-1.1E-14	77.7011
4	COMB1	4.5	108.1034	-1.2E-14	-1.4E-15	-10.4892
4	COMB1	6	206.7231	-2.4E-14	2.61E-14	-246.609
5	COMB1	0	-461.946	5.65E-14	3.34E-14	-246.609
5	COMB1	1.5	-131.326	1.65E-14	-3.1E-15	47.54486
5	COMB1	3	-32.7063	4.56E-15	-1.9E-14	170.5691
5	COMB1	4.5	297.9135	-3.5E-14	-1.4E-14	122.4637
5	COMB1	6	396.5332	-4.7E-14	4.82E-14	-398.371
6	COMB1	0	-313.191	3.73E-14	4.6E-14	-398.371
6	COMB1	1.5	-214.571	2.54E-14	-1.1E-15	-2.54979
6	COMB1	3	-59.9514	6.67E-15	-2.8E-14	228.5421
6	COMB1	4.5	270.6684	-3.3E-14	-6.7E-15	58.90435
6	COMB1	6	369.2881	-4.5E-14	5.23E-14	-421.063

7	COMB1	0	-377.582	4.51E-14	4.96E-14	-421.063
7	COMB1	1.5	-278.963	3.31E-14	-9E-15	71.3457
7	COMB1	3	51.65714	-6.9E-15	-2.2E-14	183.8248
7	COMB1	4.5	150.2769	-1.9E-14	-2.3E-15	32.37425
7	COMB1	6	248.8966	-3.1E-14	3.49E-14	-267.006
8	COMB1	0	-271.909	3.15E-14	2.81E-14	-267.006
8	COMB1	1.5	-117.289	1.27E-14	-2E-15	-0.30755
8	COMB1	3	-18.6693	7.94E-16	-1.2E-14	101.6612
8	COMB1	4.5	79.95049	-1.1E-14	-4.3E-15	55.70026
8	COMB1	6	178.5702	-2.3E-14	2.13E-14	-138.19
9	COMB1	0	-156.189	2.21E-14	2.12E-14	-138.19
9	COMB1	1.5	-57.5695	1.01E-14	-2.9E-15	22.12879
9	COMB1	3	41.05025	-1.8E-15	-9.1E-15	34.51822
9	COMB1	4.5	139.67	-1.4E-14	2.53E-15	-101.022
9	COMB1	6	238.2897	-2.6E-14	3.21E-14	-384.492



**5.3 Perhitungan Lenturan Biaksial ( *Biaxial Bending* )**

Gelagar melintang menerima gaya akibat beban gravity dan beban lateral (gaya rem) yang saling tegak lurus maka terjadi lenturan dua arah (*Biaxial Bending*).

Profil W 14 x 100

$A_s = 29,4 \text{ in}^2 = 18967,704 \text{ mm}^2$

$bf = 10,425 \text{ in} = 264,795 \text{ mm}$

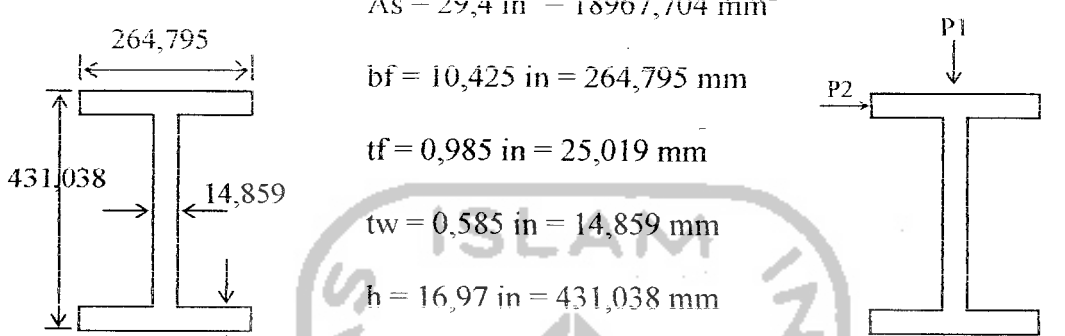
$tf = 0,985 \text{ in} = 25,019 \text{ mm}$

$tw = 0,585 \text{ in} = 14,859 \text{ mm}$

$h = 16,97 \text{ in} = 431,038 \text{ mm}$

$Z_x = 3244638,637 \text{ mm}^3$

$Z_y = 899649,814 \text{ mm}^3$



Keterangan :  
 P1 = Berat kendaraan  
 P2 = Gaya rem

Urutan perhitungan Biaxial Bending adalah sebagai berikut :

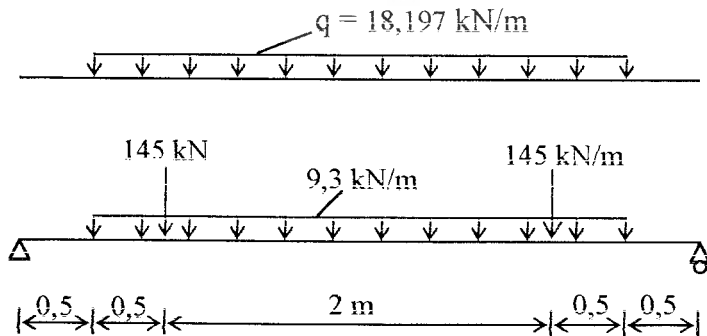
- Mencari Mn (momen nominal) dimana penempatan beban seperti pada gambar

Slab :  $6 \times ( 2400 \text{ kg/m}^3 \times 2 \times 2 ) \times 0,22 = 12,672 \text{ kN/m}$

Aspal :  $6 \times ( 2250 \text{ kg/m}^3 \times 2 \times 2 ) \times 0,05 = 2,7 \text{ kN/m}$

Girder :  $189,677 \cdot 10^{-4} \times 148,95 \text{ kg/m} = 2,825 \text{ kN/m}$

Total (q) = 18,197 kN/m



**Gambar 5.2** Penempatan beban slab, aspal, girder dan kendaraan pada gelagar

$$\sum Fy = 145 + 145 + 9,3 \cdot 3 + 18,197 \cdot 3 = 372,491 \text{ kN}$$

$$RA = RB = \frac{372,491}{2} = 186,246 \text{ kN}$$

Momen tengah atau Momen nominal

$$= RA(0,5 + 1,5) - 145 \cdot 1 - \frac{1}{2} \cdot 9,3 \cdot 1,5^2 - \frac{1}{2} \cdot 18,197 \cdot 1,5^2$$

$$= 196,558 \text{ kNm}$$

- Cek klasifikasi tampang :

1. kelangsingan badan

$$\frac{h}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\left( \frac{431,04 - 2.25,02}{14,86} \right) \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$25,639 \leq 35,618 \dots \dots \dots \text{OK}$$

2. kelangsingan sayap untuk daerah tekan

$$\frac{bf}{2tf} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{264,8}{2.25,019} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$5,254 \leq 13,387 \dots \dots \dots \text{OK}$$

3. kelangsingan sayap untuk pengaku pada daerah tekan

$$Lb \leq \left[ 0,124 - 0,0759 \left( \frac{M}{Mp} \right) \right] \left[ \left( \frac{ry \cdot E}{Fy} \right) \right]$$

$$Lb \leq \left[ 0,124 - 0,0759 \left( \frac{0}{0} \right) \right] \left[ \left( \frac{63,75 \cdot 200000}{350} \right) \right]$$

$$1500 \leq 4517,143 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Sehingga klasifikasi tampang termasuk tampang kompak dimana :

$$M_n = M_p$$

$$M_n = M_p = Z \cdot F_y$$

$$M_{px} = Z_x \cdot F_y$$

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y$$

Dari tabel AISC diperoleh nilai  $Z_x$  dan  $Z_y$  :

$$Z_x = 198 \text{ in}^3 = 3244638,637 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = 54,9 \text{ in}^3 = 899649,814 \text{ mm}^3$$

$$M_{px} = Z_x \cdot F_y$$

$$= 3244638,637 \cdot 350$$

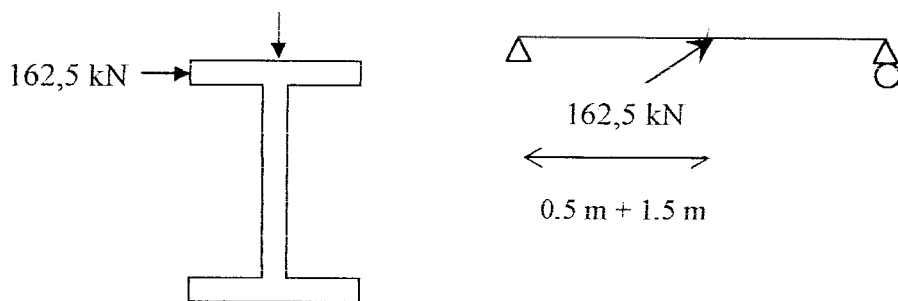
$$= 1135623536 \text{ Nmm} = 1135,624 \text{ kNm}$$

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y$$

$$= 899649,814 \cdot 350$$

$$= 314877434,900 \text{ Nmm} = 314,877 \text{ kNm}$$

$$141,142 \text{ kNm}$$



**Gambar 5.3** Momen dan gaya rem lenturan dua arah pada gelagar melintang.

Dari nilai hasil perhitungan momen nominal ditengah bentang gelagar melintang dan gaya rem lalu dikontrol terhadap syarat keamanan *biaksial bending* dengan perhitungan sebagai berikut :

- Momen tengah bentang (  $M1$  ) = 141,142 kNm
- Momen horizontal (  $M2$  )

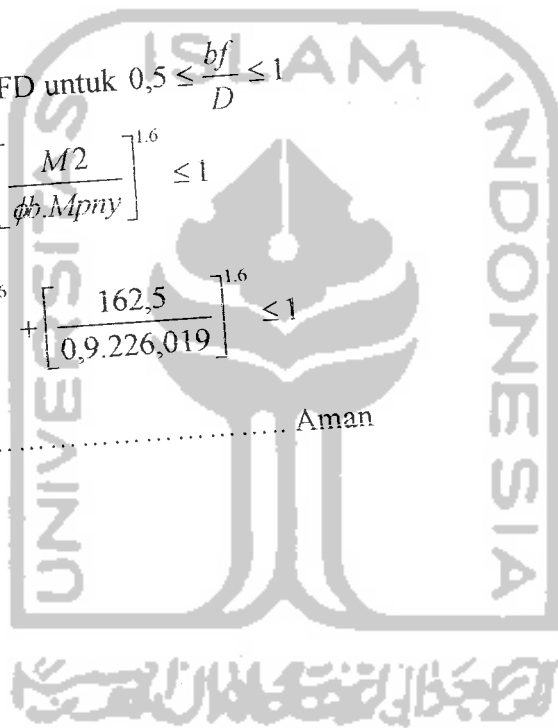
$$M2 = \frac{162,5}{2} \cdot (0,5 + 1,5) = 162,5 \text{ kNm}$$

Menurut metode LRFD untuk  $0,5 \leq \frac{bf}{D} \leq 1$

$$\left[ \frac{M1}{\phi_b \cdot M_{pnx}} \right]^{1,6} + \left[ \frac{M2}{\phi_b \cdot M_{pny}} \right]^{1,6} \leq 1$$

$$\left[ \frac{141,142}{0,9 \cdot 1779,97} \right]^{1,6} + \left[ \frac{162,5}{0,9 \cdot 226,019} \right]^{1,6} \leq 1$$

$$0,7186 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Aman}$$





## 5.4 Perencanaan Rangka Jembatan Menurut AASTHO LRFD

### 5.4.1 Pembebanan Menurut AASTHO LRFD Bridge Specification

#### 1. Perhitungan Beban Hidup

a. Mencari gaya batang pada rangka utama struktur jembatan rangka baja dilakukan dengan cara mengalikan beban rencana kendaraan (truk, tendem rencana dan jalur rencana) dengan ordinat garis pengaruh. Pada rangka utama arah horisontal dibagi menjadi 10 segmen, panjang tiap segmennya sebesar 6 m. Garis pengaruh diperoleh dengan menggunakan program SAP 2000 dan dapat dilihat di lampiran 1, sedangkan hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.2.

b. Mencari gaya batang akibat beban merata

Gaya batang akibat beban merata di peroleh dengan cara mengalikan beban merata dengan luasan bidang garis pengaruh (lihat garis pengaruh lampiran 1).

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.2 berikut:

Tabel 5.2 Gaya Batang Rangka Jembatan Akibat beban bergerak dan Merata ( Hidup)

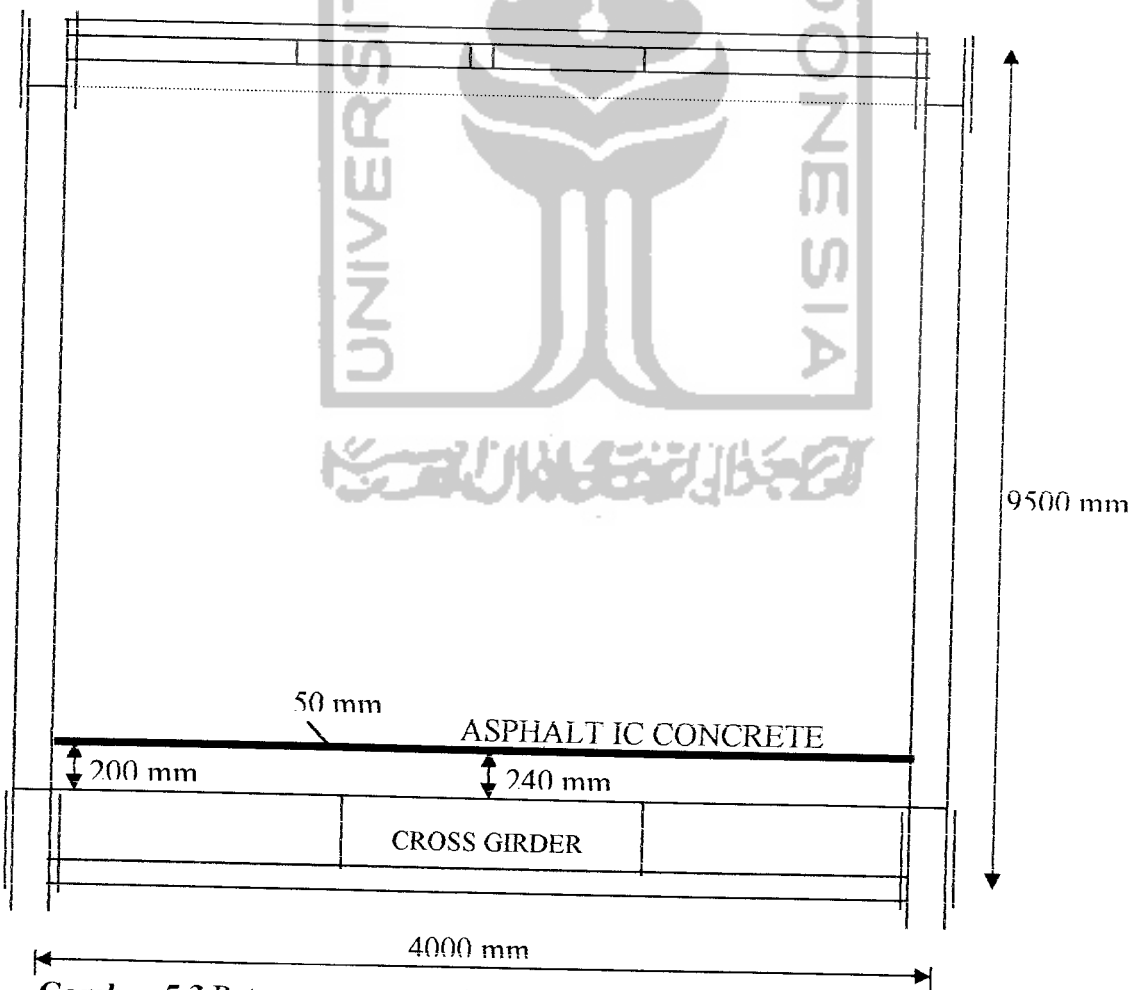
No	Batang	Gaya Batang (KN)			
		Truck Rencana (KN)	Tendem Rencana (KN)	Jalur Rencana (KN)	Beban Merata (KN)
1	1=10	292.6	408	614.62	371.80005
2	2=9	320.76	448.455	660.04	407.8999
3	3=8	334.95	457.76	677.96	433.008
4	4=7	343.64	471.235	691.745	438.8596
5	5=6	345.62	421.07	660.655	439.146
6	12=15	205.48	201.57	201.57	48.46137
7	17=20	170.632	200.4585	200.4585	57.7474
8	21=24	155.65	189.935	189.935	66.5508
9	25=28	145.09	183.8125	183.8125	88.773
10	29	40.755	56.085	70.6671	51.984
11	13=14	94.82	119.336	166.8795	95.35476
12	18=19	117.682	88.99	155.077	84.05526
13	22=23	-159.3	-131.78	-159.3	-61.047525
14	26=27	144.296	111.375	157.77955	78.275775
15	11=16	-444.725	-353.43	-738.74	-450.864
16	30=31	-484.865	-355.5365	-703.5359	-453.374535
17	32=33	-491.4257	-353.276	-679.7418	-448.353

18	34=35	-479.7975	-348.04	-617.2372	-443.61
19	36=37	-468.63595	-346.412	-533.59711	-439.704

Dari tabel 5.2 dapat dilihat bahwa gaya batang maksimum terbesar untuk beban hidup adalah yang diakibatkan oleh beban jalur rencana. Maka dalam analisis untuk batang tekan dan tarik digunakan beban hidup akibat jalur rencana dan beban merata.

## 2. Perhitungan Beban Mati

Perhitungan beban mati adalah beban mati dari komponen struktur dan perlengkapan non struktur seperti berat slab, berat aspal dan berat elemen struktur jembatan rangka baja yang dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 5.3 Potongan tampak lintang dari jembatan rangka baja

Perhitungan beban mati struktur rangka baja terpasang :

- a. Berat Slab Beton permeter Panjang

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang Slab beton} &= 2 \times \left( \frac{200\text{mm} + 240\text{mm}}{2} \times 2000\text{mm} \right) \\ &= 880.000 \text{ mm}^2 = 0,88 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Slab beton per meter panjang} = 0,88 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 2112 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Slab beton per meter panjang untuk satu sisi rangka} &= \frac{2112\text{kg}}{2} \\ &= 1056 \text{ kg} \\ &= 10,3559\text{kN} \end{aligned}$$

- b. Berat Aspal per meter panjang

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang aspal} &= 2 \times 2000,3996 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \\ &= 0,20003996 \text{ mm}^2 = 0,20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Aspal per meter panjang} = 0,2 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2250 \text{ kg/m}^3 = 450 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Aspal per meter panjang untuk satu sisi rangka} &= \frac{450\text{kg}}{2} \\ &= 225 \text{ kg} = 2,207 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Berat gelagar

$$\text{Gelagar memanjang} = 0,020645 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 = 1,6206 \text{ kN}$$

$$\text{Gelagar melintang} = 0,01878 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 = 1,4742 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah berat gelagar} = 3,0948 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gelagar parameter panjang untuk satu sisi rangka} = \frac{3,0948}{2} = 1,5474\text{kN}$$

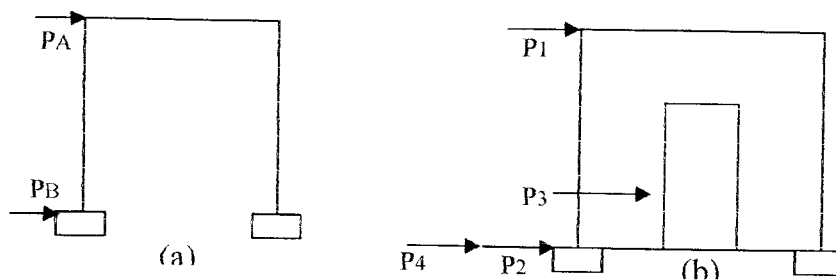
Perhitungan gaya batang akibat mati dilakukan dengan program SAP 2000 dan hasilnya dapat dilihat pada tabel 5.3 halaman sebagai berikut :

Tabel 5.3 Gaya Batang Rangka Jembatan Akibat Beban Mati

Batang	G.BTG	Batang	G.BTG
1	1876.312	23	55.94386
2	1887.203	24	199.3187
3	2111.241	25	237.1005
4	2187.420	26	20.43241
5	2219.258	27	20.43241
6	2219.258	28	237.1005
7	2187.420	29	252.3687
8	2111.241	30	-2274.79
9	1887.203	31	-2274.79
10	1876.312	32	-2275.68
11	-2259.329	33	-2275.68
12	263.680	34	-2252.47
13	270.665	35	-2252.47
14	270.665	36	-2233.54
15	263.680	37	-2233.54
16	-2259.329		
17	135.891		
18	113.203		
19	113.203		
20	135.891		
21	199.319		
22	55.944		

### 3. Perhitungan Beban Angin

Perhitungan beban angin adalah pada rangka atas pengekang angin (*top Chord*) dan rangka bawah pengekang angin (*Bottom Chord*) yang menerima beban lateral akibat angin. Beban angin yang bekerja dapat dilihat pada Gambar:



Gambar 5.5 Gaya Angin rangka pada kondisi *unloaded* (a) dan *loaded* (b)

Dengan perencanaan awal beban angin sebagai berikut:

- a. Dengan menghitung nilai kecepatan angin pada ketinggian 10 m, dengan angka konstanta Von Karman's = 0,4 berdasarkan nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  pada tabel 5.4 berikut:

Condition	Open Country	Sub Urban	City
$V_0$ ( Km/h)	13,2	15,2	25,3
$Z_0$ (mm)	70	300	800

**Tabel 5.4 Nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  untuk variasi kondisi muka hulu**

(berdasarkan Tabel 4.8 dari *Design of Highway Bridges*, John Willey and Sons)

Dengan rumus untuk masing-masing kondisi sebagai berikut :

$$V_0 = \left[ \frac{k}{\ln(10000 / Z_0)} \right] V_{10} \longrightarrow V_{10} = \frac{V_0}{\left( \frac{k}{\ln(10000 / Z_0)} \right)}$$

Pada perencanaan ini diambil kondisi open country karena letak jembatan berada di daerah pedesaan, nilai kecepatan angina pada ketinggian elemen rangka dapat dilihat di tabel

- b. Menghitung tekanan angin pada elemen rangka, beban angin pada *Windward* dan *leeward*, dengan tekanan angina dasar ( $V_B$ ) = 160 Km/h.  $V_{DZ}$  = adalah kecepatan angina rencana pada elevasi elemen (km/h),  $Z$  adalah elevasi / ketinggian elemen (m),  $P_B$  = adalah tekanan dasar berdasar komponen struktur pada tabel 5.5berikut:

3. Beban angin pada batang diagonal rangka tengah

$$P_{lc} (\text{batang } 13) = 7,213 \times 0,3 \times 2,193 = 4,746 \text{ kN}$$

4. Beban angin *top Gusset*

$$P_{lc} = 0,5 \times 1,760 = 0,880 \text{ kN}$$

5. Beban angin *Bottom gusset*

$$P_{lc} = 0,5 \times 2,4 = 1,2 \text{ kN}$$

b. Beban angin pada *leeward girder*

1. Beban angin pada batang atas pengaku angin

$$P_{lc} (\text{batang } 30) = 6,464 \times 0,4 \times 1,097 = 2,835 \text{ kN}$$

2. Beban angin pada batang bawah pengaku angin

$$P_{lc} (\text{batang } 1) = 6 \times 0,4 \times 1,2 = 2,88 \text{ kN}$$

3. Beban angin pada batang diagonal rangka tengah

$$P_{lc} (\text{batang } 13) = 7,213 \times 0,3 \times 1,097 = 2,373 \text{ kN}$$

4. Beban angin *top Gusset*

$$P_{lc} = 0,5 \times 0,880 = 0,440 \text{ kN}$$

5. Beban angin *Bottom Gusset*

$$P_{lc} = 0,5 \times 1,2 = 0,6 \text{ kN}$$

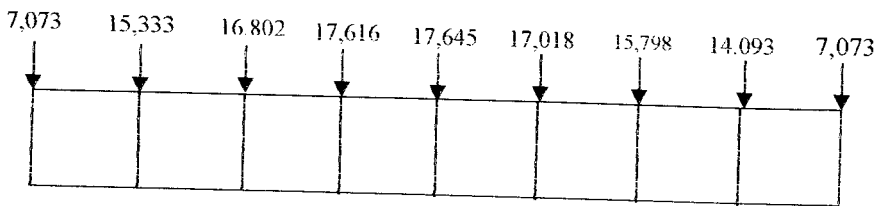
Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.5)

$$P_a = P_{\text{btg atas}} + (0,25 P_{\text{btg diagonal}}) + P_{\text{top Gusset}}$$

$$P_{a \text{ windward}} = (0,5 \cdot 5,111) + (0,25 \cdot 4,746) + 0,880 = 4,622 \text{ KN}$$

$$P_{a \text{ Leeward}} = (0,5 \cdot 2,835) + (0,25 \cdot 2,373) + 0,440 = 2,451 \text{ KN}$$

$$P_{a \text{ total}} = 4,622 + 2,451 = 7,073 \text{ KN}$$



**Gambar 5.6** Gaya Angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin (*Unloaded*)

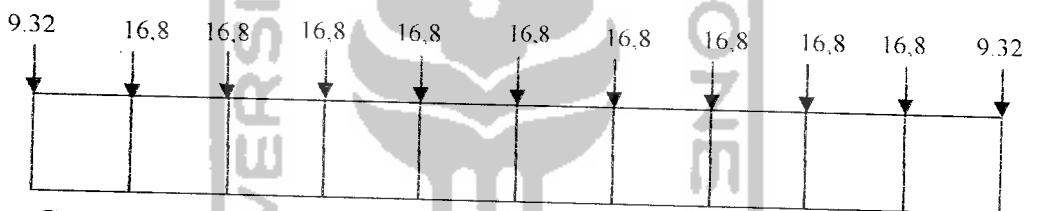
Beban angin yang bekerja pada batang bawah (gambar 5.6 )

$$P_b = P_{btg \text{ bawah}} + 0,5 P_{btg \text{ diagonal}} + P_{bottom \text{ Gusset}}$$

$$P_{b_{windward}} = (0,5 \cdot 5,76) + (0,25 \cdot 8,534) + 1,2 = 6,213 \text{ KN}$$

$$P_{b_{leeward}} = (0,5 \cdot 2,88) + (0,25 \cdot 8,534) + 0,6 = 3,107 \text{ KN}$$

$$P_b = 6,213 + 3,107 = 9,320 \text{ KN}$$



**Gambar.5.7** Gaya angin pada rangka bawah pengaku angin (*Unloaded*)

Perhitungan gaya batang batang akibat beban angin dilakukan dengan program SAP 2000, dengan hasil gaya batang pada rangka atas tak terbebani (*unloaded*) pada tabel 5.6.

**Tabel 5.6** Gaya Batang akibat Pengaku atas tak terbebani (*Unloaded*)

BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang
1	5.317	23	8.955	45	1.566	65	-30.555
2	87.567	24	16.377	46	-45.617	66	-31.608
3	147.781	25	-38.280	47	-4.010	67	-83.266
4	183.639	26	76.825	48	-25.079	68	-64.181
5	194.016	27	-7.840	49	-8.471	69	-41.677
6	178.927	28	63.012	50	-2.579	70	-17.355
7	139.371	29	-1.726	51	-11.666	71	7.796
8	77.387	30	45.399	52	21.006	72	32.843
9	83.060	31	3.863	53	-13.522	73	57.407

10	63.954	32	24.866	54	45.092	74	77.037
11	41.532	33	8.334	55	-14.285	75	-5.029
12	17.204	34	2.378	56	68.504	76	-87.258
13	-7.940	35	11.537	57	-10.763	77	-147.568
14	-32.931	36	-21.192	57	-10.763	78	-183.431
15	-56.845	37	13.351	57	-10.763	79	-193.819
16	-78.369	38	-45.287	58	-8.410	80	-178.742
17	-63.607	39	13.433	59	10.925	81	-139.102
18	-26.151	40	-69.772	60	3.822	82	-76.186
19	-20.422	41	10.587	61	-3.590		
20	-13.860	42	-77.122	62	-10.926		
21	-6.552	43	7.669	63	-17.999		
22	1.139	44	-63.328	64	-24.742		

Hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi tak terbebani (unloded) pada tabel 5.7. berikut :

Tabel 5.7 Gaya Batang akibat angin pada Pengaku bawah tak terbebani (*Unloaded*)

BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang
1	59.458	23	26.452	45	-56.554	67	-301.188
2	155.181	24	-18.526	46	31.791	68	-276.514
3	229.334	25	40.471	47	-43.169	69	-227.162
4	278.677	26	-34.494	48	15.840	70	-153.274
5	303.351	27	54.175	49	-29.139	71	-51.555
6	303.351	28	-50.774	50	0.363		
7	278.677	29	63.584	51	-14.630		
8	229.334	30	-70.922	52	-14.630		
9	155.181	31	-44.177	53	0.363		
10	59.458	32	-5.079	54	-29.139		
11	-70.922	33	-6.866	55	15.840		
12	63.584	34	-6.798	56	-43.169		
13	-50.774	35	-6.800	57	31.791		
14	54.175	36	-6.800	58	-56.554		
15	-34.494	37	-6.800	59	48.444		
16	40.471	38	-6.798	60	-73.112		
17	-18.526	39	-6.866	61	61.082		
18	26.452	40	-5.079	62	-51.555		
19	-3.050	41	-44.177	63	-153.274		
20	11.943	42	61.082	64	-227.162		
21	11.943	43	-73.112	65	-276.514		
22	-3.050	44	48.444	66	-301.188		



2) Saat jembatan dalam kondisi terbebani (loaded)

Tekanan angin  $1,46 \text{ N/m}^2 = 1,46 \text{ kN/m}^2$

a. Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.7)

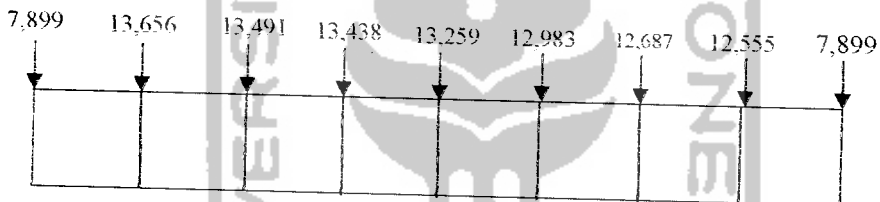
$P_a \text{ total} = P_a \text{ windward} + P_a \text{ leeward}$

$$P1'c = \left( \frac{P_a \times \text{Tekanan angin}}{P_D} \right)$$

$$P1'c_{\text{windward}} = \left( \frac{4,621 \times 1,46}{1,760} \right) = 3,833 \text{ kN}$$

$$P1'c_{\text{leeward}} = \left( \frac{2,451 \times 1,46}{0,880} \right) = 4,066 \text{ kN}$$

$$P1'c = 3,833 + 4,066 = 7,899 \text{ KN}$$



Gambar 5.8 Gaya angin pada rangka atas kondisi terbebani (loaded)

Hasil gaya batang pengaku atas kondisi terbebani (loded) pada tabel 5.8 berikut:

Tabel 5.8 Gaya Batang akitab angin Pada Pengaku atas (loaded)

BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang
1	4.290	23	6.755	45	1.070	67	-67.0452
2	70.400	24	12.599	46	-34.910	68	-49.8224
3	117.023	25	-32.936	47	-3.295	69	-31.6961
4	144.146	26	61.877	48	-19.215	70	-13.1306
5	151.847	27	-6.267	49	-6.680	71	5.779739
6	140.393	28	49.041	50	-2.303	72	24.9014
7	110.237	29	-1.186	51	-9.086	73	44.40178
8	62.161	30	34.748	52	15.675	74	61.80075
9	66.846	31	3.186	53	-10.532	75	-4.03994
10	49.635	32	19.056	54	34.676	76	-70.1572
11	31.586	33	6.574	55	-11.266	77	-116.864
12	13.021	34	2.147	56	54.950	78	-143.989
13	-5.883	35	8.978	57	-8.650	79	-151.694
14	-24.954	36	-15.827	58	-8.975	80	-140.239

15	-43.931	37	10.373	59	7.529	81	-109.991
16	-62.950	38	-34.859	60	2.540	82	-61.1259
17	-53.428	39	10.530	61	-2.749		
18	-21.084	40	-56.043	62	-8.154		
19	-15.869	41	8.498	63	-13.661		
20	-10.563	42	-62.137	64	-19.292		
21	-4.980	43	6.135	65	-25.217		
22	0.799	44	-49.291	66	-27.575		

b. Beban angin yang bekerja pada batang bawah

$$P2'c = \left( \frac{P_b \times \text{Tekanan angin}}{P_D} \right)$$

$$P2'c_{\text{windward}} = \left( \frac{6,213 \times 1,46}{2,4} \right) = 3,779 \text{ kN}$$

$$P2'c_{\text{leeward}} = \left( \frac{3,107 \times 1,46}{1,2} \right) = 3,779 \text{ kN}$$

$$P2'c_{\text{total}} = 3,779 + 3,779 = 7,559 \text{ kN}$$

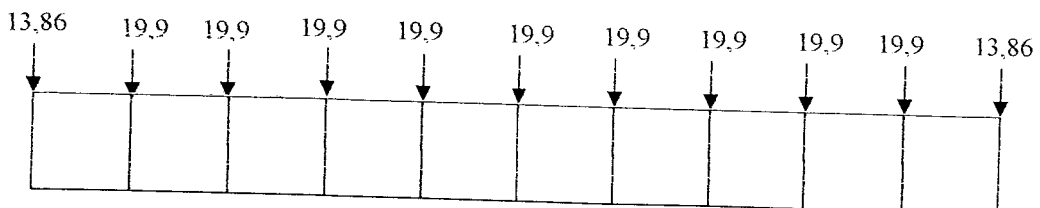
c. Beban angin pada saat truk bergerak melewati jembatan

$P3'$  = Beban angin bgt bawah *leeward* x tekanan angin x 3

$$P3'c (\text{batang 1a}) = (2,88 \times 0,5) \times 1,46 \times 3 = 6,307 \text{ kN}$$

d. Beban angin yang bekerja pada batang bawah saat truk lewat  
(Gambar 5.10)

$$P4'(\text{batang 1}) = P2' + P3' = 7,559 + 6,307 = 13,867 \text{ kN}$$



Gambar 5.9 gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angin (*loaded*)

Hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi terbebani (*loaded*) pada tabel 5.9 berikut :

Tabel 5.9 Gaya Batang akibat angin pada Pengaku Bawah Terbebani (*Loaded*)

BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang
1	70.634	23	31.333	45	-66.979	67	-356.765
2	183.807	24	-21.945	46	37.657	68	-327.538
3	271.652	25	47.938	47	-51.136	69	-269.079
4	330.100	26	-40.860	48	18.763	70	181.566
5	359.326	27	64.182	49	-34.515	71	-60.8642
6	359.326	28	-60.130	50	0.430		
7	330.100	29	75.073	51	-17.329		
8	271.652	30	-84.265	52	-17.329		
9	183.807	31	-54.993	53	0.430		
10	70.634	32	-5.894	54	-34.515		
11	-84.265	33	-8.138	55	18.763		
12	75.073	34	-8.052	56	-51.136		
13	-60.130	35	-8.054	57	37.657		
14	64.182	36	-8.054	58	-66.979		
15	-40.860	37	-8.054	59	57.396		
16	47.938	38	-8.052	60	-86.847		
17	-21.945	39	-8.138	61	72.097		
18	31.333	40	-5.894	62	-60.864		
19	-3.613	41	-54.993	63	-181.566		
20	14.146	42	72.097	64	-269.079		
21	14.146	43	-86.847	65	-327.538		
22	-3.613	44	57.396	66	-356.765		

#### 4. Perhitungan Gaya Rem

Gaya rem yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja merupakan gaya tekan yang akan ditransfer ke batang tepi atas pada rangka utama (Gambar 5.15 ).

Besar gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

$P$  = Gaya rem

$W$  = Berat kendaraan

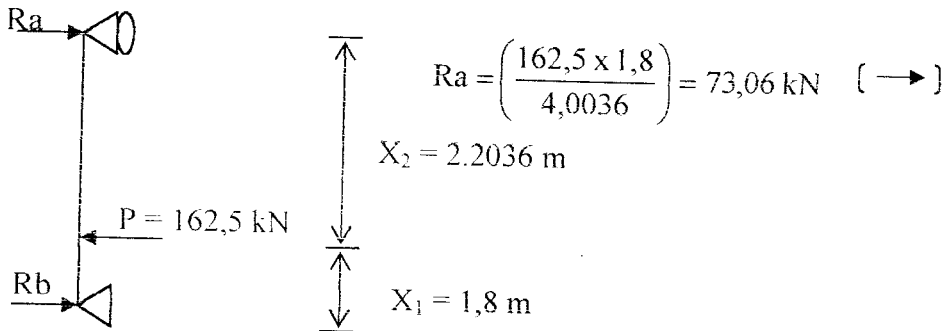
$B$  = Faktor gaya rem terhadap kendaraan sebesar 0,25

$$W = 145 + 145 + 35 + 145 + 35 = 650 \text{ kN}$$

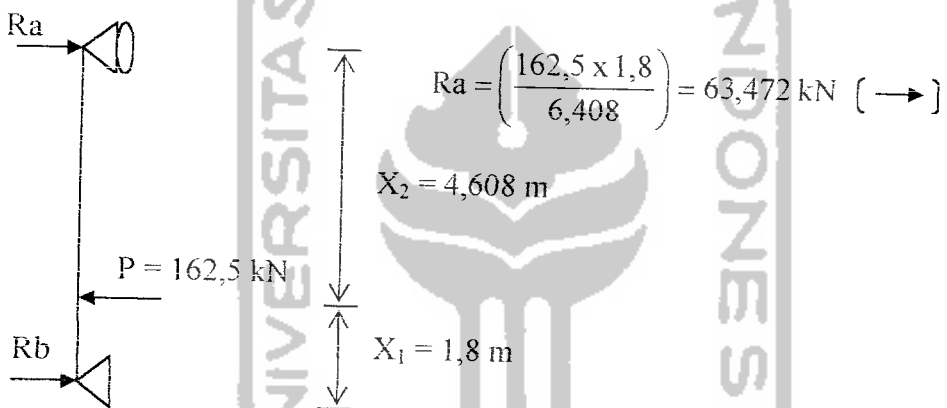
$$P = b. W = 0,25. 650 = 162,5 \text{ kN}$$

Dengan gaya untuk masing-masing batang tepi atas:

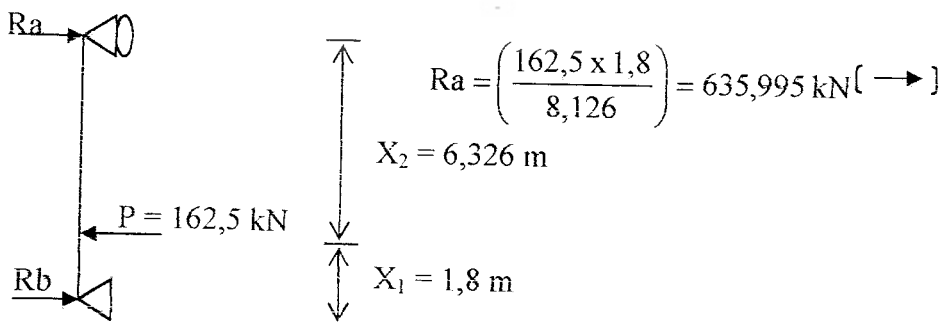
a. Batang 12 dan 15



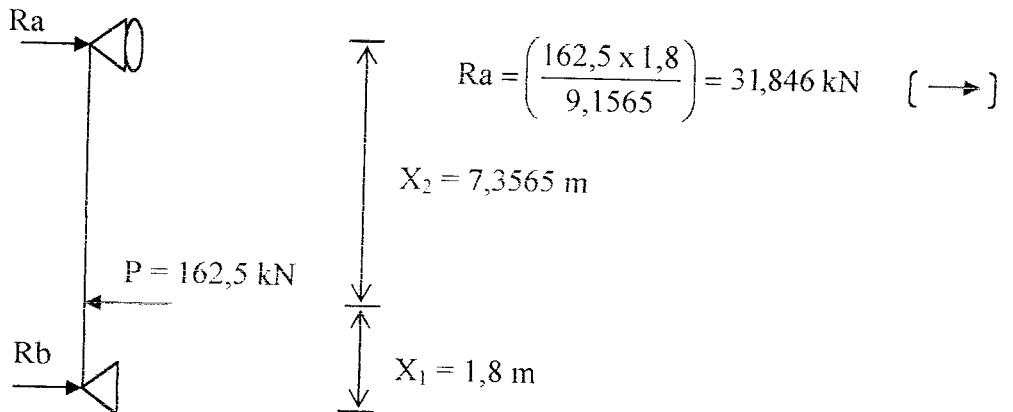
b. Batang 17 dan 20



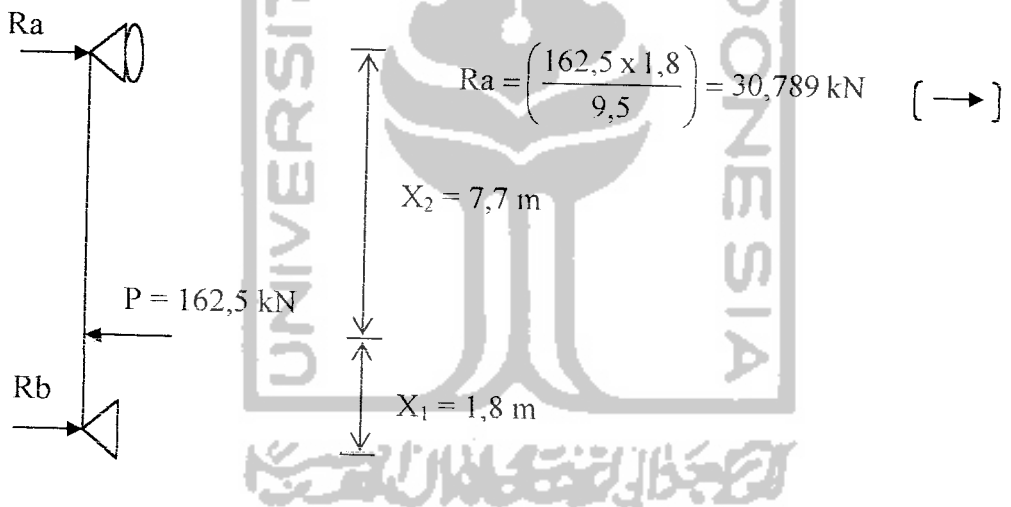
c. Batang 21 dan 24



d. Batang 25 dan 28



e. Batang 29



#### 5.4.2. Perhitungan Kombinasi Beban Berdasarkan Metode AASHTO-LRFD 1994.

Untuk menentukan gaya batang terbesar gaya batang terbesar sebagai dasar perencanaan desain profil yang akan digunakan, digunakan kombinasi gaya batang akibat beban DC, beban jalur, gaya rem, impact dan gaya angin.

Kombinasi pembebanan untuk variasi kombinasi beban tetap (*Permanent loads*) dan beban bergerak (*Transient load*) berdasarkan kondisi elemen rangka, ditentukan sebagai berikut :

1. Kondisi Batas Kekuatan (*Strength Limit State*)

$$\text{Strength V : } P_u = \eta (DC + 1,35 LL + 1,35 IM + 0,4 WL + 1,35 BR)$$

2. Kondisi Batas Layan (*Service Limit State*)

$$\text{Service II : } P_u = \eta (DC + 1,3 LL + 1,3 IM + 1,3 BR)$$

3. Kondisi Batas Gagal dan Patah (*Fatigue and Fracture Limit State*)

$$\text{Fatigue : } P_u = \eta (0,75 LL + IM)$$

4. Kondisi Beban Ekstrim (*Extreme Event Limit State*)

$$\text{Exteme event I : } P_u = \eta (1,25 DC + 0,5 (LL + IM) + 0,5 BR)$$

Dengan nilai  $\eta$  untuk masing-masing kondisi pada tabel 5.18 berikut :

Kondisi	Strength V	Service II	E.Event	Fatigue
$\eta$	1	1	1	0,95

Secara lengkap hasil kombinasi pembebanan rangka jembatan dapat ditulis di tabel 5.35 lampiran 3.

### 5.4.3 Perencanaan Batang Tekan

Rumus AASHTO-LRFD digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan pada jembatan jalan raya. Dengan perhitungan salah satu batang tekan pada rangka utama sebagai berikut :

1. Setelah nilai  $P_u$  diperoleh dari kombinasi pembebanan, maka diperoleh gaya tekan maksimal rencana ( $P_u$ ), dengan panjang  $L$ (mm), tegangan leleh ( $F_y$ ), serta elastisitas ( $E$ )

2. Menganalisa kuat tekan rencana, dengan menentukan :

- a. Gaya nominal yang terjadi (Pn), pada batang
- b. Menentukan i minimum perlu ( $i_{xmin} = i_{ymin}$ )

$$i_{min} = \frac{L1}{200} = \frac{7213,1}{200} = 36,065mm = 1,419in$$

3. Memilih Profil yang memiliki i minimum > i perlu

Dipilih profil W14x176 dengan i min = 4,02 in = 102,108 mm

Cek kestabilan elemen :

$$\lambda = \frac{L}{i_{min}} = \frac{7213,1}{102,108} = 70,641 \leq 120 \dots\dots\dots(OK)$$

Tabel 5.7 Analisis Kuat Tekan Rencana

Batang	L(mm)	Pu(KN)	Pn Perlu	L pakai(mm)	i.min(mm)	i.min(inc)
11=16	7213.1	4493.902	4044.512	7213.1	36.066	1.420
30=31	6464	4575.919	4118.327	6464	32.320	1.272
32=33	6241	4477.359	4029.623	6241	31.205	1.229
34=35	6088	4299.854	3869.869	6088	30.440	1.198
36=37	6009.8	4077.593	3669.834	6009.8	30.049	1.183

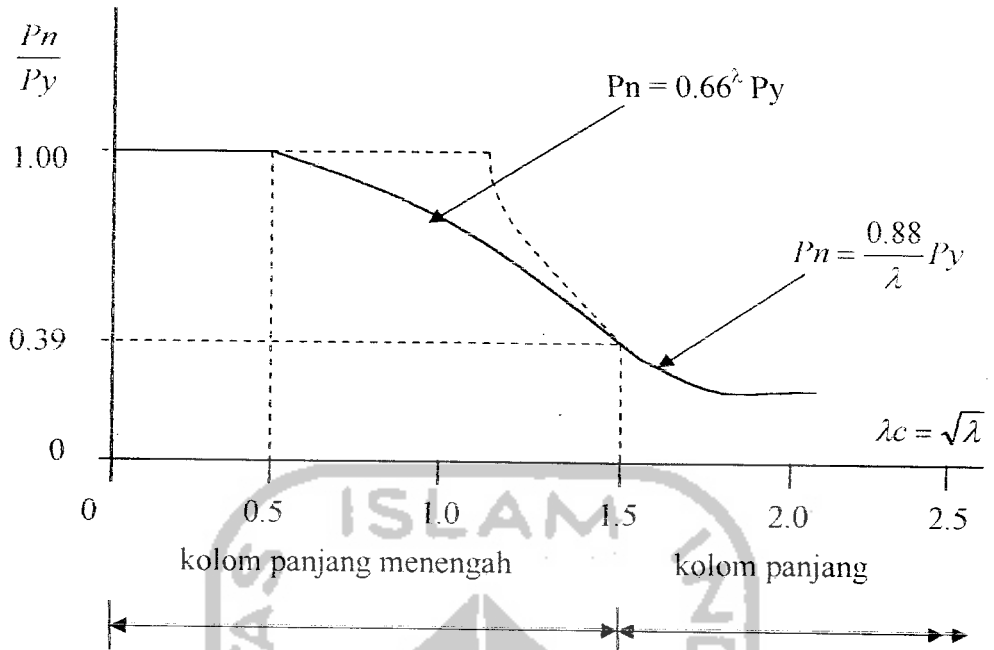
4. Menentukan k (Faktor Panjang Efektif), ditentukan nilai k = 1

5. Untuk kriteria tekuk keseluruhan digunakan fungsi kerampingan  $\lambda_c$  sebagai parameter kerampingan, sebagai berikut :

$$\lambda = \lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{\pi}\right)^2 \frac{Fy}{E} = \left(\frac{1.7213,1}{3,14.102,108}\right) \frac{350}{200000} = 0,886$$

Dengan r = 102,108 mm; As = 33419,288 mm<sup>2</sup>

6. Menghitung Kekuatan nominal



Dengan nilai  $\lambda = 0,886$ , termasuk kolom panjang menengah ( $\lambda < 2,25$ ) dengan  $P_n$ :

$$P_n = 0,66^2 F_y A_s = 8095,231 \text{ KN}$$

7. Menghitung kekuatan tekan dari elemen

$$P_r = \phi_c P_n = 0,9 \cdot 8095,231 = 7285,708 \text{ KN}$$

8. Cek rasio kuat tekan rencana dengan kuat tekan elemen yang terjadi

$$\text{Rasio} = \frac{P_u}{P_r} = \frac{4493,902}{7285,708} = 0,617 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

9. Cek kriteria tekuk lokal dengan profil W14x176:

$$\frac{b}{t} \leq K1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{397,51}{33,27} \leq 1,40 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 11,947 < 13,387 \dots\dots \text{Aman}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq K2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{320,04}{21,082} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 15,181 < 35,618 \dots \text{Aman}$$



10. Cek rasio kelangsingan :

$$a. \text{ Batang utama} = \frac{KL}{r} = \frac{1.7213.1}{102,108} = 70,642 \leq 120 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

$$b. \text{ Batang pengaku } (KL/r) < 140$$

#### 5.4.4 Perencanaan Batang Tarik

Setelah diperoleh gaya batang maksimum pembebanan menurut AASHTO-LRFD *Bridge Specification*, dilanjutkan dengan analisis kuat tarik dengan tahapan analisis sebagai berikut :

1. Mencari beban maksimal dari kombinasi pembebanan yang ada ( $N_u$ ), pada elemen-elemen tarik, didapat nilai maksimum gaya batang 5 = 4459,021 kN
2. Mencari nilai  $i$  min,  $A_g$  perlu, dan luas efektif ( $A_e$  perlu), berikut :

$$a. i \text{ min perlu} = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25 \text{ mm, dengan } F_u = 36 \text{ Ksi} = 455 \text{ Mpa}$$

$$b. A_g \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi \cdot F_y} = \frac{4459,021 \cdot 1000}{0,9 \cdot 350} = 8754,527 \text{ mm}^2$$

$$c. A_e \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi \cdot F_u} = \frac{4459,021 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 7996,924 \text{ mm}^2$$

Dengan hasil perhitungan  $i$  min,  $A_g$  perlu, dan  $A_e$  perlu keseluruhan pada tabel 5.11 berikut :

Tabel 5.11 Analisis Kuat Tarik Rencana Pada Rangka Utama (*Main Truss*)

BTG	L (mm)	Gaya Batang (KN)	i.min perlu (mm)	i.min perlu (inc)	$A_g$ Perlu (mm <sup>2</sup> )	$A_g$ Perlu (inc <sup>2</sup> )	$A_e$ Perlu (mm <sup>2</sup> )	$A_e$ Perlu (inc <sup>2</sup> )
1=10	6000	3699.465	42.857	1.687	11126.211	17.246	10163.366	15.753
2=9	6000	3940.284	42.857	1.687	11850.479	18.368	10824.956	16.779
3=8	6000	4306.378	42.857	1.687	12951.514	20.075	11830.710	18.338
4=7	6000	4460.932	42.857	1.687	13416.336	20.795	12255.307	18.996
5=6	6000	4459.021	42.857	1.687	13410.590	20.786	12250.058	18.988
12=15	4003.6	712.612	28.597	1.126	2143.193	3.322	1957.724	3.034
17=20	6408.3	599.500	45.774	1.802	1803.008	2.795	1646.978	2.553

21=24	8125.9	659.839	58.042	2.285	1984.478	3.076	1812.744	2.810
25=28	9156.5	726.528	65.404	2.575	2185.046	3.387	1995.955	3.094
29	9500	472.589	67.857	2.672	1421.319	2.203	1298.321	2.012
13=14	7213	741.507	51.521	2.028	2230.095	3.457	2037.106	3.158
18=19	8779	542.565	62.707	2.469	1631.773	2.529	1490.562	2.310
22=23	10101	479.781	72.150	2.841	1442.951	2.237	1318.080	2.043
26=27	10974	444.270	78.386	3.086	1336.150	2.071	1220.521	1.892

- Memilih profil yang memiliki  $(i \text{ min, } A_g, A_e) > (i \text{ min rencana, } A_g \text{ perlu, } A_e \text{ perlu})$ , dipilih profil W14x90.
- Cek rasio kelangsingan batang dengan ketentuan sebagai berikut:

$$d. \text{ Komponen utama} = \text{Rasio} = \frac{L}{r} \leq 140 = \frac{6000}{93,980} \leq 63,843 \leq 140 \dots \text{Ok!}$$

$$e. \text{ Komponen Sekunder} = \text{Rasio} = \frac{L}{r} \leq 240 \text{ (untuk pengaku angin)}$$

#### 5.4.5 Perhitungan Sambungan Baut

Pada elemen tarik penggunaan sambungan baut digunakan pada perencanaan ini. Dengan tahapan sebagai berikut :

Mencari gaya yang paling menentukan dari kombinasi pembebanan yang ada ( $N_u$ ), diperoleh kombinasi gaya batang berdasarkan AASTHO-LRFD 1994, misal pada batang 5, didapat nilai batang = 4459,021 kN

- Mencari  $i\eta$  ( $i$  minimum) perlu

$$i\eta = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25 \text{ mm}$$

- Mencari luas ( $A_g$ ) perlu :  $A_g \text{ perlu} = 10605.417 \text{ mm}^2$
- Mencari luas efektif ( $A_e$ ) perlu :  $A_e \text{ perlu} = 9687.640 \text{ mm}^2$  (perhitungan pada perencanaan batang tarik).

4. Pilih profil yang memiliki  $(I_y, A_g, A_e) \geq (I_y, A_g, A_e)$  perlu  
Pakai profil 1 dengan keterangan properties pada lampiran 3.
5. Perhitungan kekuatan baut :

- a. Kekuatan geser desain (tanpa ulir pada bidang geser)

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f f_u^b m A_b, \quad A_b = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi (25,54)^2 = 506,451 \text{ mm}^2$$

$$V_d = 0,8 \cdot 1034,25 \cdot 1 \cdot 506,451 = 765771,552 \text{ N} = 419,037 \text{ kN}$$

- b. Kekuatan tumpu desain

$$R_d = \phi_t R_n = 2,4 \phi_t d_b t_p f_u ; \quad F_u \text{ plat} = 65 \text{ ksi} = 455 \text{ Mpa}, \quad t_p = 25,4 \text{ mm}$$

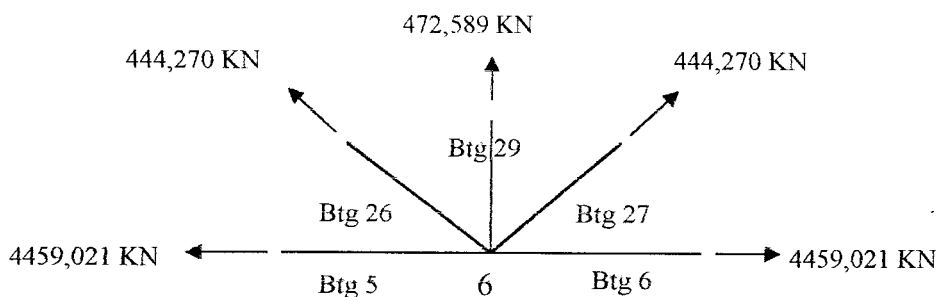
$$R_d = 2,4 \cdot 0,8 \cdot 25,4 \cdot 25,4 \cdot 455 = 563,612 \text{ kN}$$

Dipakai desain kekuatan baut yang terlemah = 419,037 kN, dan untuk penggunaan baut diameter  $1 \frac{1}{2}$  dapat dilihat pada tabelk 5.33 sebagai berikut:

Diameter	Mutu Baut	Fu	Vd (kN)	Rd (kN)
1	A490	840	419,037	563,612
$\frac{1}{2}$	A490	840	101,811	281,806

**Tabel 5.12** Tabel kekuatan geser tumpu dan tumpu desain dengan variasi diameter baut.

6. Perhitungan sambungan pada joint (Joint 6)



**Gambar 5.10** Joint 6

$$P_{sayap} = \frac{A_{g\ sayap}}{A_{g\ total}} \times P_u\ tarik = \frac{10,3092}{26,5} \times 4459,021 = 1734,6769\text{kN}$$

$$\text{- Banyak baut badan (n)} = \frac{1734,677}{Rd} = \frac{1734,677}{419,037} = 4,19, \text{ pakai 6 buah}$$

$$P_{badan} = \frac{A_{g\ Badan}}{A_{g\ total}} = \frac{5,544}{26,5} \times 4459,021 = 932,8608\text{kN}$$

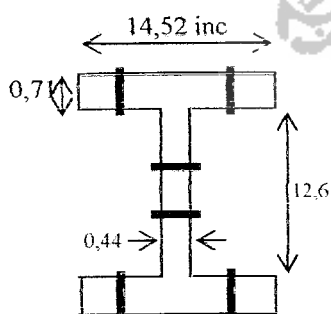
$$\text{- Banyak baut badan (n)} = \frac{932,8608}{Rd} = \frac{932,8608}{419,037} = 2,22; \text{ pakai 4 buah}$$

Untuk perhitungan keseluruhan penggunaan baut pada masing-masing elemen pada rangka utama serta rangka pengaku angin dapat dilihat pada tabel 5.53, 5.60 dan 5.63 pada lampiran 3.

Penentuan jarak baut pada rangka utama, dalam bentuk tabel 5.56 - 5.57 untuk kelengkapan gambar detail joint, keseluruhan jumlah sambungan baut pada rangka utama serta rangka pengaku angin lengkap dengan mutu baut, diameter pada tabel 5.56- 5.57 (lampiran 3).

7. Perhitungan luas efektif ( $A_e$ ) pada batang 5 (n baut sayap 1 sisi = 8 buah)

a. Pada Sayap :



Profil W14x90 :

$$A_{g\ sayap} = 14,52 \times 0,71 = 10,309\text{ in}^2 = 6651,083\text{ mm}^2$$

$$A_{g\ badan} = 12,6 \times 0,44 = 5,544\text{ in}^2 = 3576,7670\text{ mm}^2$$

$$A_u = A_g - n \cdot d \cdot t = 10,3092 - \{2(1 + 0,125)0,710\} = 8,7117\text{ inc}^2 = 5620,4404\text{ mm}^2$$

$A_{nt} = 5620,4404 \text{ mm}^2$  (untuk satu sisi), U untuk profil I digunakan  $U = 0,9$  dan untuk profil berdasarkan AISC digunakan :

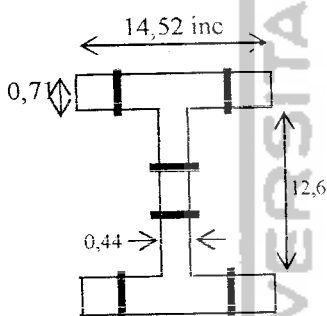
$$U = 1 - \left( \frac{x}{L} \right), \text{ dan untuk batang 5 dipakai } U = 0,9$$

$$A_e = U \cdot A_{nt} = 0,9 \cdot 5620,4404 = 5058,39636 \text{ mm}^2 \geq A_e \text{ perlu} = 4765,5961 \text{ mm}^2$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{P_{sayap} \cdot 1000}{\phi \cdot F_y} \quad P_{sayap} = \frac{10,3092}{26,5} \times 4459,021 = 1734,6769 \text{ kN}$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{1734,6769 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 4765,5961 \text{ mm}^2$$

a. Pada badan



Profil W14x90 :

$$A_g \text{ sayap} = 14,52 \times 0,71 = 10,309 \text{ in}^2 = 6651,083 \text{ mm}^2$$

$$A_g \text{ badan} = 12,6 \times 0,44 = 5,544 \text{ in}^2 = 3576,7670 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = A_g - n \cdot d \cdot t = 5,544 - \{2 \cdot (1 + 0,125) \cdot 0,44\} = 2938,0586 \text{ mm}^2$$

$A_{nt} = 2938,0586 \text{ mm}^2$  (untuk satu sisi), U untuk profil I digunakan  $U = 0,9$  dan untuk profil berdasarkan AISC digunakan :

$$U = 1 - \left( \frac{x}{L} \right), \text{ dan untuk batang 5 dipakai } U = 0,9$$

$$A_e = U \cdot A_{nt} = 0,9 \cdot 2938,0586 = 2644,2527 \text{ mm}^2 \geq A_e \text{ perlu} = 2562,8045 \text{ mm}^2$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{P_{badan} \cdot 1000}{\phi \cdot F_y} \quad P_{badan} = \frac{5,544}{26,5} \times 4459,021 = 932,8608 \text{ kN}$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{932,8608 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 2562,8045 \text{ mm}^2$$

## 8. Cek kapasitas profil pada sayap batang 5:

a. Kriteria leleh :  $\phi.Pn = \phi.Ag.Fy$

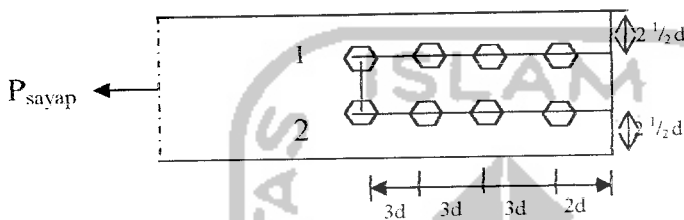
$$\phi.Pn = 0,95.6651,083.350. = 2211,485\text{kN} \geq Pu \text{ perlu}$$

b. Kriteria fracture :  $\phi.Pn = \phi.Ae.Fu$

$$\phi.Pn = 0,8.5058,3963.455 = 1841,2562 \text{ kN} \geq Pu \text{ perlu}$$

Dipakai  $\phi.Pn = 1841,2562 \text{ kN}$  (penggunaan 18 baut, untuk 2 sisi sayap&badan)

## 9. Perhitungan Blok Geser pada sayap



Reaksi nominal 1 baris :

Diameter lubang = 1" = 25,4mm.

$A_{gv}$  = Luasan pelelehan geser

$$= 279,4 (18,043) = 5038,7 \text{ mm}^2$$

$A_{gt}$  = Luas leleh tarik

$$= 241,81 (18,034) = 4360,8 \text{ mm}^2$$

$A_{nt}$  = Luas fraktur tarik

$$= (241,81 - 1,5(25,4)) \cdot 18,034 = 3673,67 \text{ mm}^2$$

$A_{ns}$  = Luas fraktur geser

$$= (279,4 - (2,5 \cdot 25,4)) \cdot 18,034 = 3893,541 \text{ mm}^2$$

Reaksi nominal :

1.  $0,6 F_u.A_{ns} > F_u.A_{nt}$  ; terjadi pelelehan tarik dan patah geser

$$\phi R_n = 0,8(0,6 F_u.A_{nv} + F_y A_{gt}) = 2261,185\text{KN} \dots\dots\dots \text{Menentukan !}$$

2.  $0,6 F_u.Ans < F_u.Ant$  ; terjadi pelepasan geser dan patah tarik

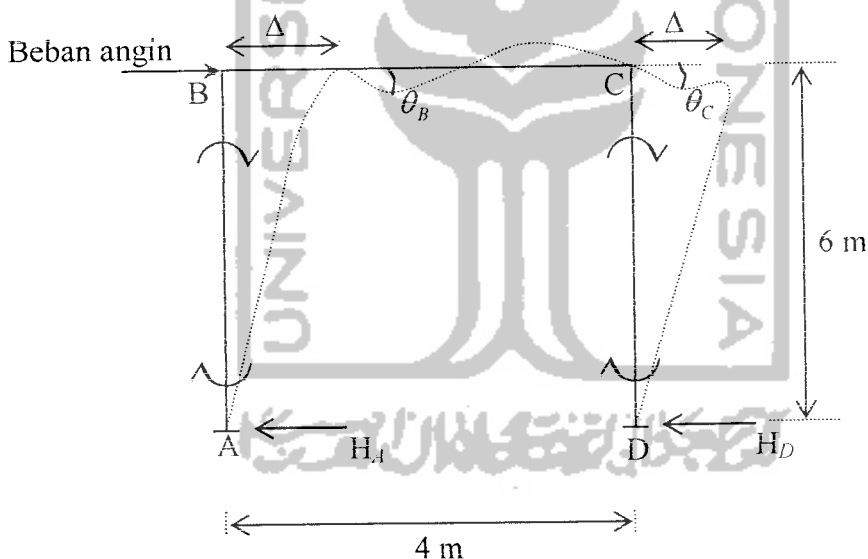
$$\theta R_n = 0,8 (0,6 F_y.Agv + F_u. Ant ) = 2183,717KN$$

$$\Phi R_n = 2261,185 KN > P_u \text{ Sayap Batang } 5 = 1734,677KN \dots\dots\dots AMAN !$$

Untuk keterangan keseluruhan perhitungan sambungan terhadap sambungan dan blok geser, dengan jarak baut tertentu pada tabel 5.53-5.65, serta gambar keseluruhan joint dapat dilihat pada lampiran 4

#### 5.4.6 Perhitungan Kapasitas Ujung Jembatan Rangka Baja

Portal ujung jembatan menerima gaya lateral akibat beban angin (nilai  $P_a$  pada perhitungan beban angin) yang bekerja pada batang atas pada saat *Unloaded* Gambar (5.10).

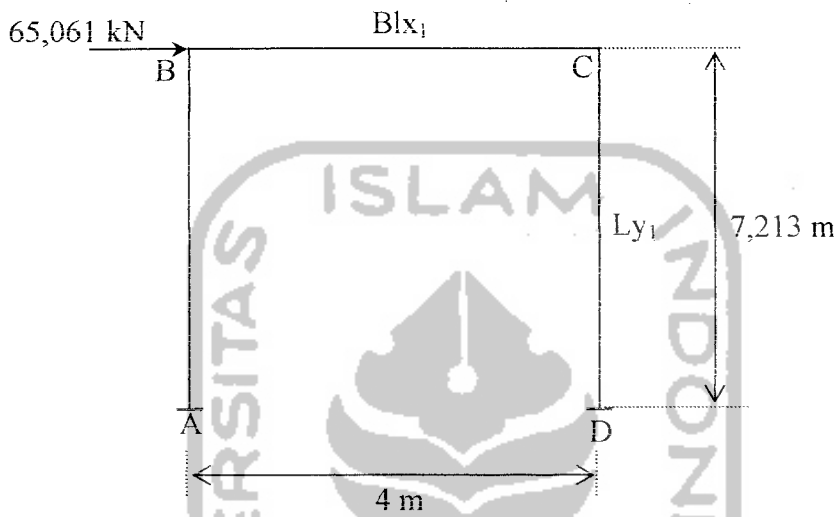


**Gambar 5.10** Penempatan gaya yang bekerja pada Portal Ujung Struktur Jembatan Rangka Baja

Dengan adanya beban lateral akibat beban angin maka portal ujung terjadi momen. Dengan perhitungan portal ujung menggunakan program SAP 2000 serta gaya batang dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.66.

### 5.4.7 Perhitungan Kapasitas Profil Pada Portal

Kapasitas profil pada portal dihitung dengan metode “Balok-Kolom” yaitu untuk mengontrol kapasitas profil dalam menahan gaya aksial dan momen (Gambar 5.11).



Gambar 5.11 Portal I struktur jembatan rangka baja

#### 1. Kapasitas aksial

- Batang Ly 1

$$\lambda = \left( \frac{K.L}{\pi.r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left( \frac{1.7213}{3,14.102,108} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,885 \leq 2,25, \text{ maka } P_n :$$

$$P_n = 0,66^2 \cdot F_y \cdot A_s = 0,66^{0,885} \cdot 350 \cdot 33419,288 = 8097,698 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot P_n = P_r = 0,9 \cdot 8097,698 = 7287,928 \text{ kN}$$

$$P_r = 7287,928 \text{ kN} > P_u \text{ Batang 11} = 4493,902 + 53,382 = 4547,284 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$



- Batang Blx 1

$$\lambda = \left( \frac{K.L}{\pi.r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left( \frac{1.4000}{3,14.53,848} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,979 \leq 2,25, \text{ maka } P_n :$$

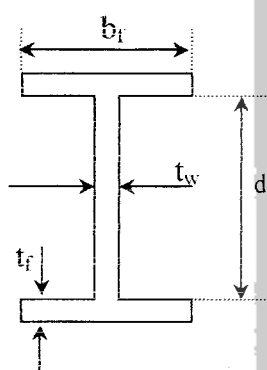
$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y A_s = 0,66^{0,979} \cdot 350 \cdot 12709,652 = 2961,660 \text{ kN}$$

$$\phi.P_n = P_r = 0,9 \cdot 2961,660 = 2665,494 \text{ kN}$$

$$P_r = 2665,494 \text{ kN} > P_u \text{ batang angin atas (btg 58)} = 636,07 + 32,721 = 668,791 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

2. Kapasitas Momen

- Batang Ly 1 dengan L = 7213 mm



W14 x 176, keterangan properties :

$$b_f = 397,51 \text{ mm} \quad t_w = 21,082 \text{ mm}$$

$$t_f = 33,274 \text{ mm} \quad r_y = 102,108 \text{ mm}$$

$$d = 386,588 \text{ mm} \quad A_s = 33419,28 \text{ mm}^2$$

$$Z_x = 5243860,48 \text{ mm}^3$$

Cek kriteria kompak pada sayap :

$$\lambda = 5,973 \leq \lambda_p = 13,487 \dots\dots\dots \text{(Ok)}$$

Cek kriteria kompak pada badan :

$$\lambda = \frac{d}{t_w} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \lambda = \frac{386,588}{21,082} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$\lambda = 18,337 \leq \lambda_p = 35,618, \dots\dots\dots \text{(Ok)}$$

Penampang Kompak :  $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_p = 5243860,48 \cdot 350 = 1835351168 \text{ Nmm} = 1835,351 \text{ kNm}$$

Dari Tabel hasil perhitungan portal ujung jembatan didapat  $M_{ux} = 169,0864$  kNm.

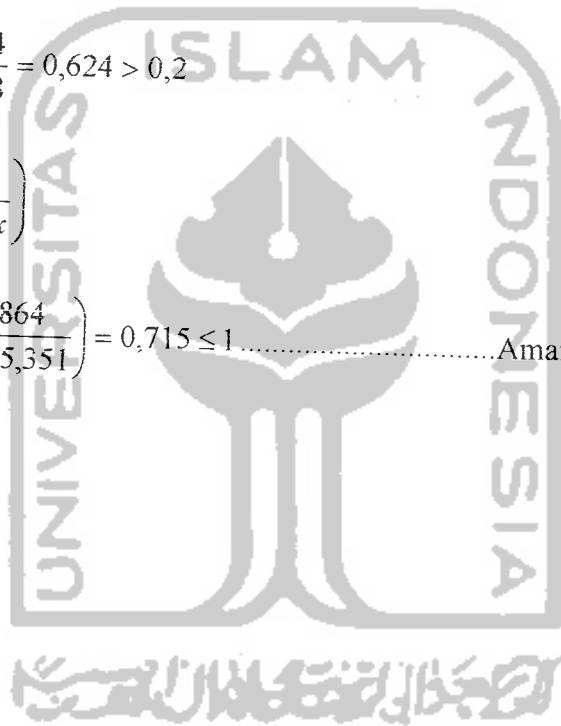
$M_{nx} = 1835,351$  kNm,  $P_u = 4547,284$  kN dan  $\phi_b P_n = 7287,928$  kN,

perhitungan Balok-Kolom batang 11 dengan metode LRFD :

$$\frac{P_u}{\phi_b P_n} = \frac{4547,284}{7287,928} = 0,624 > 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi_b P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \right)$$

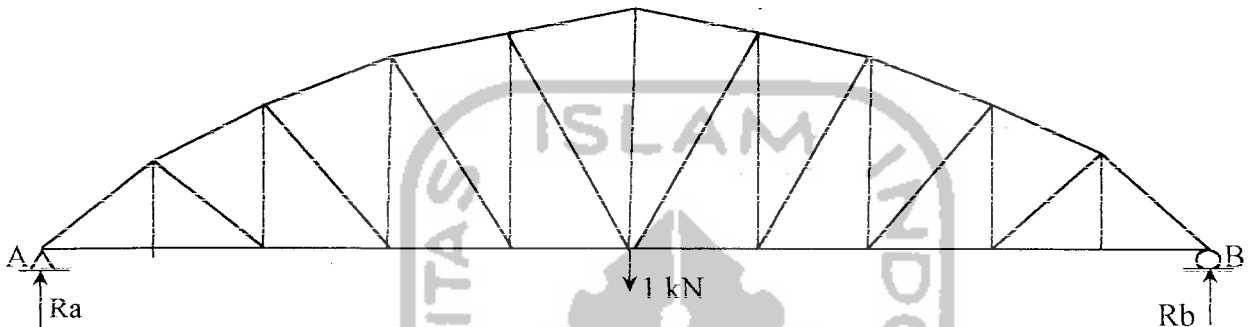
$$0,624 + \frac{8}{9} \left( \frac{169,0864}{0,9 \cdot 1835,351} \right) = 0,715 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Aman.}$$



### 5.4.8 Perhitungan Defleksi dengan Metode Virtual Work

Keadaan batas layan (service limit) adalah mengontrol lendutan atau defleksi pada batang tengah. Contoh perhitungan defleksi dengan metode Virtual Work adalah sebagai berikut :

1. Perhitungan gaya batang dengan penempatan beban sebesar 1 kN ditengah bentang rangka (Gambar 5.12)



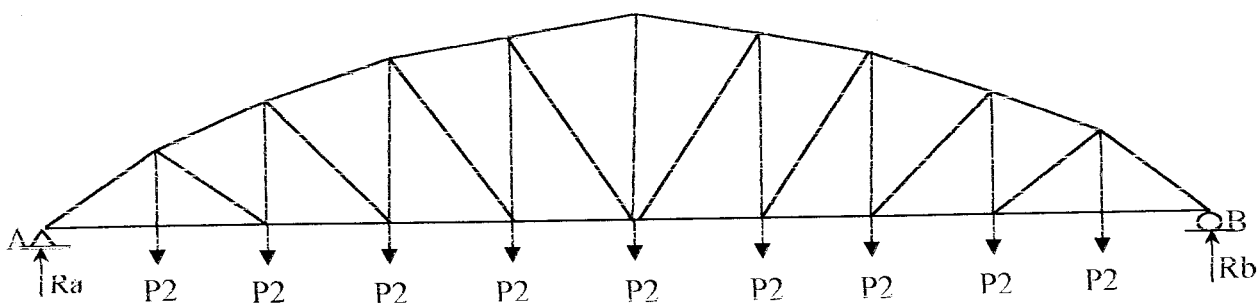
**Gambar 5.12** Penempatan beban 1 kN ditengah bentang

Dengan nilai  $R_a = R_b = \frac{1}{2}$  kN, maka akan diperoleh besarnya gaya batang.

2. Perhitungan gaya batang dengan penempatan beban mati pada tiap joint (Gambar 5.13).
3. Perhitungan defleksi akibat beban mati, dengan persamaan sebagai berikut :

$$\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E} \text{ dan defleksi pada tengah bentang } (\delta) = \frac{L}{800}$$

dengan  $n$  = banyaknya elemen,  $L$  = panjang bentang,  $S$  = gaya batang maksimum karena beban mati,  $U$  = gaya batang karena pengaruh beban virtual sebesar 1 kN di tengah bentang,  $A$  = luasan profil yang digunakan,  $E$  = elastisitas baja.



Gambar 5.13 Penempatan Beban Mati Pada Tiap Joint

Ketentuan aman :  $\delta = \sum n \frac{u.S.L_i}{A.E} < (\delta) = \frac{L}{800}$

4. Perhitungan defleksi akibat beban hidup, dengan persamaan sebagai berikut :

$$\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E} \text{ dan defleksi pada tengah bentang } (\delta) = \frac{L}{800}$$

dengan n = banyaknya elemen, L = panjang bentang, S = gaya batang maksimum karena jalur rencana, U = gaya batang karena pengaruh beban virtual sebesar 1 kN di tengah bentang, A = luasan profil yang digunakan, E = elastisitas baja.

Perhitungan defleksi secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.69

Tabel 5.69 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode Virtual Work Akibat beban Hidup

Batang	A(mm <sup>2</sup> )	L(mm)	U(KN)	S(KN)	U.S.L/A	N	n.U.S.L/A
1=10	17096.740	6000	0.738	986.420	255.538	2	511.075
2=9	17096.740	6000	0.744	1067.940	278.768	2	557.536
3=8	17096.740	6000	0.935	1110.968	364.566	2	729.132
4=7	17096.740	6000	1.107	1130.605	439.257	2	878.514
5=6	17096.740	6000	1.311	1099.801	506.107	2	1012.213
12=15	17096.740	4003.6	-0.006	250.031	-0.358	2	-0.717
17=20	17096.740	6408.3	-0.125	258.206	-12.075	2	-24.150
21=24	17096.740	8125.9	-0.181	256.486	-22.108	2	-44.216
25=28	17096.740	9156.5	-0.266	272.586	-38.784	2	-77.569
29	17096.740	9500	0.186	122.651	12.675	2	25.351
13=14	17096.740	7213	0.228	262.234	25.260	2	50.519
18=19	17096.740	8779	0.249	239.132	30.575	2	61.150
22=23	17096.740	10101	0.338	236.055	47.172	2	94.343
26=27	17096.740	10974	0.479	236.055	72.514	2	145.028
11=16	33419.288	7213.1	-0.889	-1189.604	228.213	2	456.425
30=31	33419.288	6464	-1.006	-1156.910	225.138	2	450.277
32=33	33419.288	6241	-1.150	-1128.095	242.327	2	484.654

34=35	33419.288	6088	-1.329	-1060.847	256.740	2	513.480
36=37	33419.288	6009.8	-1.576	-973.301	275.874	2	551.749
	TOTAL	136277			TOTAL		6374.797

$$\delta = \sum N \frac{u.S.L}{A.E} = \frac{6374,797.10^3}{200.10^3} = 31.873 \text{ mm}$$

$$L/800 = 60000/800 = 75 \text{ mm}$$

Defleksi = 31.873 mm lebih kecil dibanding L/800, maka rangka aman!

Tabel 5.70 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode Virtual Work Akibat beban mati

Batang	A(mm <sup>2</sup> )	L(mm)	U(KN)	S(KN)	U.S/L/A	N	n.U.S/L/A
1=10	17096.740	6000	0.738	1876.312	486.069	2	972.138
2=9	17096.740	6000	0.744	1887.203	492.623	2	985.247
3=8	17096.740	6000	0.935	2111.241	692.807	2	1385.615
4=7	17096.740	6000	1.107	2187.420	849.846	2	1699.693
5=6	17096.740	6000	1.311	2219.258	1021.258	2	2042.517
12=15	17096.740	4003.6	-0.006	263.680	-0.378	2	-0.756
17=20	17096.740	6408.3	-0.125	135.891	-6.355	2	-12.710
21=24	17096.740	8125.9	-0.181	199.319	-17.180	2	-34.361
25=28	17096.740	9156.5	-0.266	237.1005	-33.735	2	-67.471
29	17096.740	9500	0.186	252.3687	26.081	2	52.162
13=14	17096.740	7213	0.228	270.665	26.072	2	52.143
18=19	17096.740	8779	0.249	113.203	14.474	2	28.948
22=23	17096.740	10101	0.338	55.944	11.179	2	22.359
26=27	17096.740	10974	0.479	20.43241	6.277	2	12.553
11=16	33419.288	7213.1	-0.889	-2259.329	433.428	2	866.856
30=31	33419.288	6464	-1.006	-2274.79	442.682	2	885.364
32=33	33419.288	6241	-1.150	-2275.68	488.841	2	977.681
34=35	33419.288	6088	-1.329	-2252.47	545.130	2	1090.260
36=37	33419.288	6009.8	-1.576	-2233.54	633.080	2	1266.159
	TOTAL	136277.2			Total		12224.397

$$\delta = \sum N \frac{u.S.L}{A.E} = \frac{12224.397.10^3}{200.10^3} = 61.122 \text{ mm}$$

$$L/800 = 60000/800 = 75 \text{ mm}$$

Defleksi = 61.122 mm lebih kecil dibanding L/800, maka rangka aman!

### 5.4.9 Perhitungan Beban Rangka Jembatan

Setelah didesain berdasarkan pembebanan AASHTO-LRFD 1994, telah diperoleh dimensi penampang elemen rangka. Selanjutnya perhitungan beban rangka, agar beban yang diakibatkan rangka melebihi batas asumsi pada perencanaan. Perhitungan beban dijelaskan pada tabel 5.71 berikut :

Tabel 5.71. Tabel Perhitungan Beban Rangka

Jenis Btg	BTG	L(m)	A(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Bj(Kg/m <sup>3</sup> )	W(Kg)	W(KN)	Profil	W(KN/m)
B.Bawah	1s/d 10	60.000	0.017	1.026	7850	8052.565	78.915	W14x90	1.315
B.Diagonal	13=14	7.213	0.017	0.123	7850	968.052	9.487	W14x90	1.315
	18=19	8.779	0.017	0.150	7850	1178.224	11.547	W14x90	1.315
	22=23	10.101	0.017	0.173	7850	1355.649	13.285	W14x90	1.315
	26=27	10.974	0.017	0.188	7850	1472.814	14.434	W14x90	1.315
B.Vertikal	12=15	4.004	0.017	0.068	7850	537.321	5.266	W14x90	1.315
	17=28	6.408	0.017	0.110	7850	860.054	8.429	W14x90	1.315
	21=24	8.126	0.017	0.139	7850	1090.572	10.688	W14x90	1.315
	25=28	9.157	0.017	0.157	7850	1228.888	12.043	W14x90	1.315
	29	9.500	0.017	0.162	7850	1274.989	12.495	W14x90	1.315
B.Atas	11=16	7.213	0.033	0.241	7850	1892.295	18.544	W14x176	2.571
	30=31	6.464	0.033	0.216	7850	1695.775	16.619	W14x176	2.571
	32=33	6.241	0.033	0.209	7850	1637.273	16.045	W14x176	2.571
	34=35	6.088	0.033	0.203	7850	1597.135	15.652	W14x176	2.571
	36=37	6.010	0.033	0.201	7850	1576.619	15.451	W14x176	2.571
BottomCord	ALL	144.220	0.004	0.535	7850	4199.818	41.158	L 6x6x1/2	0.285
Top Cord	ALL	192.501	0.004	0.714	7850	5605.804	54.937	L 6x6x1/2	0.285
								<b>Berat Total</b>	<b>26.578</b>

Dengan total berat rangka (tanpa berat alat sambung) = 26.5782 kN/m

Berat rangka asumsi = 30 kN/m

Total berat rangka = 30kN/m < 26.578 kN/m .....(OK)

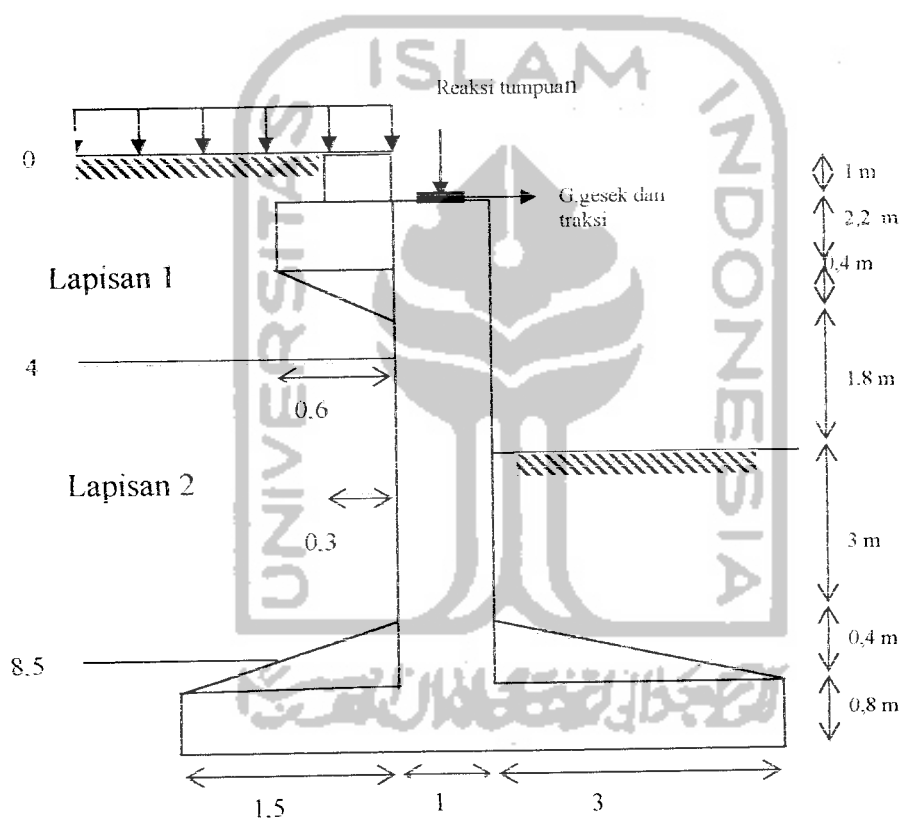
## 5.5 Perhitungan Konstruksi Bagian Bawah

Konstruksi bagian bawah merupakan pendukung konstruksi bagian atas jembatan.

Konstruksi bagian bawah terdiri :

1. Pangkal jembatan.
2. Pondasi.

### 5.5.1 Perhitungan Kepala Jembatan (Abutment) :



Gambar 5.14. Abutment dan Kondisi Tanah

Dari hasil penyelidikan tanah diperoleh:

Lapisan I

$$G_s = 2.987$$

$$\phi = 0$$

$$C = 3.4 \text{ t/m}^2$$

$$\partial b = 1.96$$

$$K_{d1} = \text{tg}^2 \left( 45 - \phi/2 \right)$$

$$= \text{tg}^2 \left( 45 - 0/2 \right)$$

$$= 1$$

$$K_{p1} = \text{tg}^2 \left( 45 - \phi/2 \right)$$

$$= 1$$

Lapisan II

$$G_s = 2.450$$

$$\phi = 12^\circ$$

$$C = 2.7 \text{ t/m}^2$$

$$\partial b = 1.298 \text{ t/m}^2$$

$$\partial k = \frac{\partial b}{1+w} = \frac{1,298}{1+0,15} = 1,128 \text{ t/m}^3$$

$$n = \left( 1 - \frac{1,128}{2,450} \right) \cdot 100\%$$

$$= 53,93 \%$$

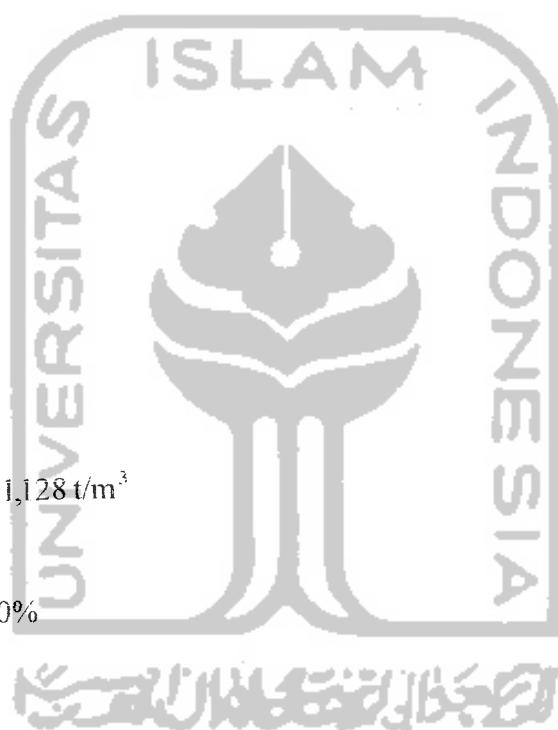
$$\partial sat = \partial k + n = 1,128 + 0,5393$$

$$= 1,667 \text{ t/m}^3$$

$$\partial' = \partial sat - 1 = 1,667 - 1 = 0,667 \text{ t/m}^2$$

$$K_{a2} = \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{12}{2} \right)$$

$$= 0,6557$$





Gaya-gaya yang bekerja dipandang sepanjang 1 meter

1. Akibat berat sendiri abutment

Tabel 5.72 Gaya- gaya yang bekerja pada abutment akibat berat sendiri abutment

Bagian	Gaya vertical = $V_a$ ( ton )	X	Y	$M_x$
1	$0,3 \cdot 1 \cdot 2,4$	1,4	9,1	1,008
2	$0,6 \cdot 2,2 \cdot 2,4$	1,55	7,8	4,9104
3	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 2,4$	1,45	6,266	0,417
4	$7,8 \cdot 1 \cdot 2,4$	0,75	4,7	14,04
5	$0,5 \cdot 0,4 \cdot 1,5 \cdot 2,4$	1,75	0,933	1,26
6	$0,5 \cdot 0,4 \cdot 3 \cdot 2,4$	1,75	0,933	-2,52
7	$5,5 \cdot 0,8 \cdot 2,4$	0	0,4	0
				$\sum M_x = 19,116$

$$\Sigma v_a = 35,616 \text{ ton}$$

Jarak terhadap titik tangkap = 0

$$X_1 = \frac{\sum M_x}{\sum V_a} = \frac{19,116}{35,616} = 0,536m$$

2. Akibat berat tanah isian

Tabel 5.73 Gaya- gaya yang bekerja pada abutment akibat tanah isian

Bagian	Gaya vertical = $V_t$ ( ton )	X	Y	$M_x$
8	$1 \cdot 0,3 \cdot 1,96 = 0,588$	1,7	9,1	0,999
9	$3,6 \cdot 0,9 \cdot 1,96 = 6,350$	2,3	7,8	14,606

10	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 1,96 = 0,235$	1,65	6,133	0,388
11	$0,4 \cdot 1,5 \cdot 1,96 = 1,176$	2	6,2	2,352
12	$1,5 \cdot 4,4 \cdot 1,298 = 8,567$	2	3,4	17,1336
13	$0,1 \cdot 4,4 \cdot 1,298 = 0,146$	2,187	1,15	0,319
14	$0,1 \cdot 0,5 \cdot 0,375 \cdot 1,298 =$	1,5	1,166	0,036
15	0,024	2,375	1	0,267
16	$0,5 \cdot 0,125 \cdot 0,3 \cdot 0,667 =$	-1,75	2,7	-20,443
17	0,112	-1,75	1	-1,363
	$3 \cdot 3 \cdot 0,1298 = 11,682$			$\sum Mx = 14,295$
	$3 \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1,298 = 0,778$			

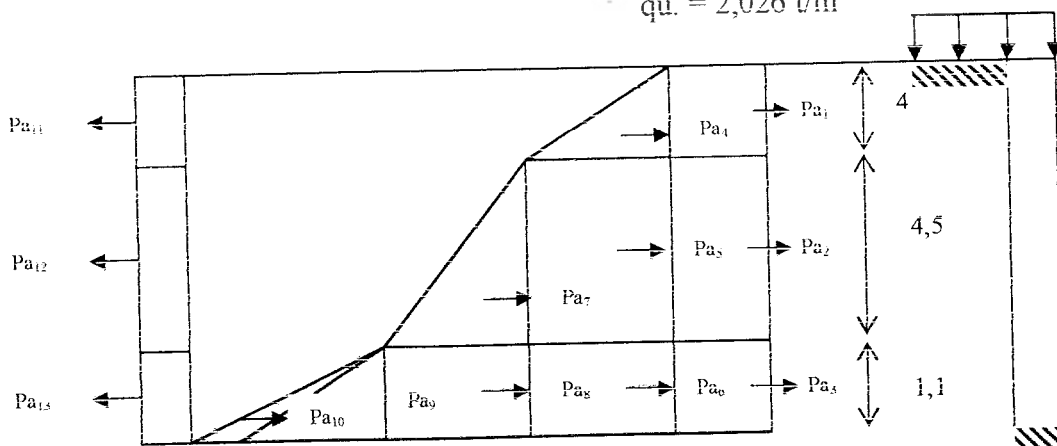
Jarak terhadap titik tangkap = 0

$$X_2 = \frac{\sum Mx}{\sum Vt} = \frac{14,295}{29,66} = 0,482m$$

### 3. Akibat tekanan Tanah

Tekanan tanah yang pasif diabaikan untuk memperbesar angka aman akibat muatan lalu lintas diatas abutment.

$$q_u = 2,026 \text{ t/m}$$



Gambar 5.15 Diagram Tekan Tanah

- a. Akibat beban terbagi merata ( q ) :

$$Pa_1 = 2,026 \cdot 1 \cdot 4 = 8,104 \text{ t/m}$$

$$Pa_2 = 2,026 \cdot 0,656 \cdot 4,5 = 5,98 \text{ t/m}$$

$$Pa_3 = 2,026 \cdot 0,656 \cdot 1,1 = 1,462 \text{ t/m}$$

- b. Akibat tekanan tanah

$$Pa_4 = \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 1,96 \cdot 1 = 15,68 \text{ t/m}$$

$$Pa_7 = \frac{1}{2} \cdot 4,5^2 \cdot 1,298 \cdot 0,656 = 8,6213 \text{ t/m}$$

$$Pa_9 = \frac{1}{2} \cdot 4,1^2 \cdot 0,667 \cdot 0,656 = 0,265 \text{ t/m}$$

- c. Akibat beban air

$$Pa_{10} = \frac{1}{2} \cdot 1,1^2 \cdot 1 = 0,605 \text{ t/m}$$

- d. Akibat beban lapisan tanah I terhadap lapisan tanah II dan lapisan II terhadap lapisan III

$$Pa_5 = 4 \cdot 1,96 \cdot 1 \cdot 4,5 = 35,28 \text{ t/m}$$

$$Pa_6 = 4 \cdot 1,298 \cdot 1,1 \cdot 0,656 = 3,746 \text{ t/m}$$

$$Pa_8 = 4,5 \cdot 1,298 \cdot 1,1 \cdot 0,656 = 4,215 \text{ t/m}$$

- e. Akibat tanah kohesif

$$Pa_{11} = 2 \cdot C_1 \cdot \sqrt{ka_1} \cdot H_1 = 2 \cdot 3,4 \cdot \sqrt{1} \cdot 4 = 27,2 \text{ t}$$

$$Pa_{12} = 2 \cdot C_2 \cdot \sqrt{ka_2} \cdot H_2 = 2 \cdot 2,7 \cdot \sqrt{0,656} \cdot 4,5 = 19,68 \text{ t}$$

$$Pa_{13} = 2 \cdot C_1 \cdot \sqrt{ka_3} \cdot H_3 = 2 \cdot 2,7 \cdot \sqrt{0,656} \cdot 1,1 = 4,811 \text{ t}$$

Tabel 5.74 Gaya-gaya horizontal yang bekerja pada abutment akibat tekanan tanah

Berat Ta ( ton )	Jarak Y	My
$Pa_1 = 8,104$	7,6	61,59
$Pa_2 = 5,98$	3,35	20,033
$Pa_3 = 2,206$	0,55	1,114
$Pa_4 = 15,68$	6,933	108,709
$Pa_7 = 8,6213$	3,35	28,881
$Pa_8 = 4,215$	0,55	2,318
$Pa_9 = 0,265$	0,366	0,096
$Pa_{10} = 0,605$	0,366	0,221
$Pa_5 = 35,28$	3,35	118,188
$Pa_6 = 3,476$	0,55	1,9118
$Pa_{11} = -27,2$	7,6	-206,72
$Pa_{12} = -19,68$	3,35	-65,928
$Pa_{13} = -4,811$	0,55	-2,405
$\sum Ta = 32,561$		$\sum Ya = 68,011$

$$Y_3 = \frac{\sum My}{\sum Ta} = \frac{68,011}{32,561} = 2,088 \text{ m}$$

#### 4. Akibat beban mati ( beban mati jembatan )

Dari hasil perhitungan reaksi tumpuan rangka jembatan dengan SAP 2000

diperoleh ( lihat dilampiran ). Reaksi tumpuan rangka jembatan = 2 .130,118T

= 260,236 ton

### 5. Akibat beban hidup

Dari hasil perhitungan reaksi tumpuan rangka jembatan akibat beban hidup ( beban jalur ) dengan SAP 2000 diperoleh lihat dilampiran ). Reaksi tumpuan rangka jembatan akibat beban hidup =  $2 \times 89,809T = 179,618 \text{ ton}$

### 6. Gaya rem

$$P = b \cdot W$$

P = gaya rem

b = Faktor gaya rem terhadap kendaraan = 0,25

$$W = 145 + 145 + 35 + 145 + 145 + 35 = 650 \text{ KN ( jalur rencana )} = 65 \text{ T}$$

$$P = 0,25 \cdot 65 = 16,25 \text{ Ton}$$

### 7. Gaya gesekan pada tumpuan ( Gg )

Digunakan tumpuan karet dengan baja / beton.

$$Gg = 15 \% \cdot \text{Beban mati} = 0,15 \times 260,236 = 39,035 \text{ ton}$$

Gaya-gaya dan momen-momen yang bekerja pada abutment sepanjang 4,5 m

#### 1. Gaya vertical

a. Beban kepala jembatan / abutment (  $V_a$  ) :

$$V_a = 35,616 \cdot 4,5 = 160,272 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap A} = 0,536 + 2,75 = 3,286 \text{ m}$$

$$MV_a = 160,272 \cdot 3,286 = 526,65 \text{ ton}$$

b. Beban tanah isian (  $V_t$  ) :

$$V_t = 29,66 \cdot 4,5 = 133,47 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap A} = 0,482 + 2,75 = 3,232 \text{ m}$$

$$MV_t = 133,47 \cdot 3,232 = 431,375 \text{ ton}$$

c. Beban mati dan beban hidup :

$$V_{mh} = 260,236 + 179,618 = 439,852 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap A} = 0,75 + 2,75 = 3,5$$

$$M_{mh} = 439,852 \cdot 3,5 = 1539,482 \text{ ton}$$

Total beban vertical:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V_a + V_t + V_{mh} = 160,272 + 133,47 + 439,852 \\ &= 733,594 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen vertical :

$$\begin{aligned} \Sigma M_v &= M_{va} + M_{vt} + M_{mh} = 526,65 + 431,375 + 1539,482 \\ &= 2497,507 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Gaya horizontal

a. Gaya tekanan tanah (  $H_t$  ) :

$$H_t = 32,561 \cdot 4,5 = 146,524 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja ( } Y_1 \text{ )} = 2,088 \text{ m}$$

$$MH_t = 146,524 \cdot 2,088 = 305,942 \text{ ton}$$

b. Gaya rem dan traksi (  $H_r$  ) :

$$H_r = 16,25 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja ( } Y_2 \text{ )} = 1,8 + 9,6 = 11,4 \text{ ton}$$

$$MH_r = 16,25 \cdot 11,4 = 185,25 \text{ ton}$$

c. Gaya gesekan tumpuan (  $H_f$  ) :

$$H_f = 39,035 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja ( } Y_3 \text{ )} = 9,6 \text{ m}$$

$$MH_f = 39,035 \cdot 9,6 = 374,736$$

Beban horizontal :

$$\Sigma H = H_t + H_f + H_r = 146,524 + 16,25 + 39,035 = 201,809 \text{ ton}$$

Elemen horizontal :

$$\begin{aligned} \Sigma MH &= MH_t + MH_f + MH_r = 305,947 + 374,736 + 185,25 \\ &= 865,96 \text{ ton} \end{aligned}$$

1. Keamanan terhadap penggilingan

$$\begin{aligned} n &= \frac{\sum \text{momen}_{\text{penahanan}} (\sum M_v)}{\sum \text{momen}_{\text{penggiling}} (\sum MH)} = \frac{2497,507}{865,96} \\ &= 2,884 > 1,5 ; \text{ maka aman} \end{aligned}$$

2. Keamanan terhadap geser

$$\Sigma M_v = 733,594 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{8 \cdot \frac{2}{3} c + \sum W \tan \phi}{\sum H} \\ &= \frac{5,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2,7 + 733,594 \tan 12}{201,809} \\ &= \frac{9,9 + 354,3}{201,809} \\ &= 1,963 > 1,5 ; \text{ maka aman} \end{aligned}$$

3. Tegangan yang terjadi :

$$\begin{aligned} e &= \frac{b}{2} - \frac{\sum M_v - \sum MH}{\sum M_v} < \frac{8}{6} \\ &= \frac{5,5}{2} - \frac{(1397,87 - 865,96)}{733,594} \\ &= 0,526 < 0,916 \end{aligned}$$

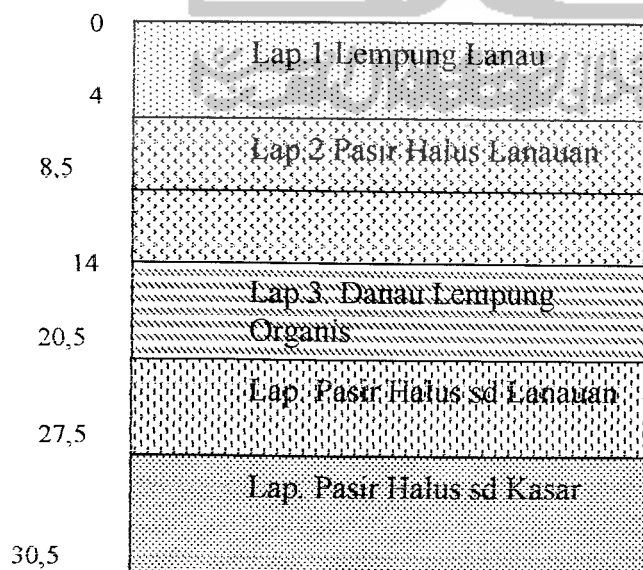
$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\sum V}{A} \left( V + \frac{6.e}{b} \right) \\ &= \frac{733,594}{5,5 \cdot 4,5} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,526}{5,5} \right) \\ &= 31,213 \text{ T/m}^2 < 36 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

Kesimpulan :

1. Dari semua control kestabilan konstruksi terlihat bahwa baik keamanan terhadap penggulingan dan penggeseran semuanya aman. Pada pemeriksaan tegangan yang timbul pada dasar abutment sebesar  $t/m^2$  lebih kecil dari tegangan yang ada yaitu sebesar  $t/m^2$ , jadi semuanya memenuhi syarat.
2. Disini akan dipakai konstruksi pondasi tiang pancang beton bertulang ( concrete pile foundation bored pile ).
3. Bentuk dan ukuran abutment dapat dipergunakan .

### 5.5.2 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

Data Tanah dan Data Pondasi Tiang





Adapun data-data tanah tiap lapis diatas adalah sebagai berikut :

Lapisan 1 :

$$C = 3,4 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,96$$

$$P_0 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,987$$

Lapisan 2:

$$C = 2,7 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 12^\circ$$

$$\gamma_b = 1,298 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 0,43$$

$$P_0 = 0,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 0,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,450$$

$$\gamma_k = 1,128 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 1,667 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 0,667 \text{ t/m}^3$$

Lapisan 3:

$$C = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 16^\circ 30'$$

$$\gamma_b = 1,465 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 3,32$$

$$P_0 = 0,817 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 0,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,756$$

$$\gamma_k = 1,270 \text{ t/m}^3$$

Lapisan 4 :

$$C = 10,41 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,77 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,065$$

$$P_0 = 1,056 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 1,836 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,477$$

$$\gamma_k = 1,539 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 1,917 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma = 0,917 \text{ t/m}^3$$

Lapisan 5 :

$$C = 3,4 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,96$$

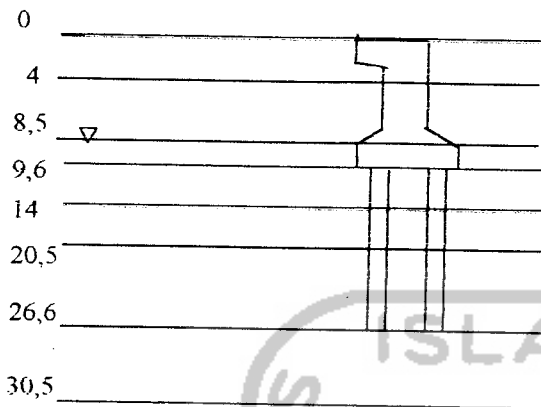
$$P_0 = 0,263 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 3,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,987$$

### Data Pondasi Tiang Pancang :

Dalam perhitungan ini direncanakan menggunakan tiang pancang dengan bentuk segiempat dan berukuran tampang  $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$ , sepanjang 17 m.



### A. Estimasi Kapasitas Tiang Tunggal :

Menentukan kapasitas izin tiang tunggal ( $Q_{all}$ ) dengan menggunakan data laboratorium dan data lapangan.

#### 1. Point Bearing (End Bearing) Piles.

##### a. Data Laboratorium

Digunakan persamaan untuk tanah lempung menurut Meyerhorf

$$Q_p = A_p ( C \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^* )$$

Tanah lempung  $\phi = 0^\circ$  ;  $q' \cdot N_q^* = 0$  ;  $N_c^* = 9$  ;  $C = 10,4 \text{ t/m}^2$

$$Q_p = A_p \cdot N_c^* \cdot C$$

$$= ( 0,4 \times 0,4 ) \cdot 9 \cdot 10,4 = 14,976 \text{ Ton}$$

##### b. Data Lapangan N-SPT dan CPT

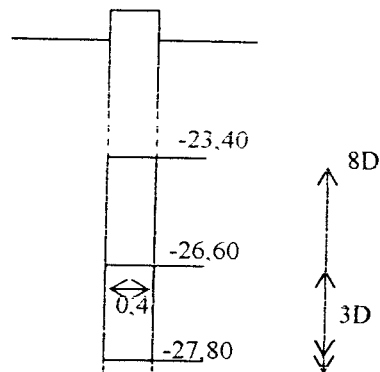
$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$8D = 8 \cdot 0,4 = 3,2 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 0,4 = 1,2 \text{ m}$$

Tabel 5.75 Nilai N (SPT) dan qc (CPT)

Dept(m)	N-value	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
23,40	9	64
23,80	10	64
24,20	11	66
24,60	12	67
25,00	13,5	70
25,40	15	70
25,80	16,5	70
26,20	20	70
26,60	26	70
27,00	32	70
27,40	31	70
27,80	30	70



### Metode CPT

$$Q_c \text{ rata-rata} = \frac{64 + 64 + 66 + 67 + 70 + 70 + 70 + 70 + 70 + 70 + 70 + 70}{12}$$

$$= 68,416 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_p = A_p \cdot q_c = (40 \times 40) \text{ cm}^2 \cdot 68,416 \text{ kg/cm}^2 = 109,465 \text{ ton}$$

### Metode SPT

$$N \text{ value rata}^2 = \frac{9 + 10 + 11 + 12 + 13,5 + 15 + 16,5 + 20 + 26 + 32 + 31 + 30}{12}$$

$$Q_p = A_p \cdot q_L = A_p \cdot (40N) \cdot \frac{L_b}{D} \leq A_p (400N) \dots \text{Dalam KN}$$

$$= (0,4,0,4) (40 \cdot 19) \cdot \frac{17}{0,4} \leq 0,4,0,4 (400 \cdot 19)$$

$$= 5168 \text{ KN} > 1216 \text{ KN}$$

$$Q_p = 1216 \text{ KN} = 123997,46 \text{ kg} = 123,997 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan data laboratorium (Mayerhoff) dan data lapangan (N-SPT&CPT), karena hasil laboratorium berbeda jauh dari perhitungan data lapangan. Maka  $Q_p$  (End Bearing) yang dipakai = 109,465 ton

## 2. Daya Dukung Gesekan Tiang Sepanjang Badan ( friction)

### a. Data Laboratorium

#### 1. Cara $\alpha$ ( Tom Linson,1971)

$$f = \alpha \cdot C_u \quad ; \quad \alpha = \text{faktor adhesi (grafik)}$$

$$= \alpha \cdot S_u \quad ; \quad C_u = \text{kohesi Undrained}$$

$$S_u = \text{Undrained Shear Strength}$$

$$Q_s \text{ cara } \alpha = A_s \cdot f = A_s \cdot \alpha \cdot C_u \text{ (KN)}$$

Tabel 5.76 Adhesi Ultimit (f) untuk tiang pancang dalam tanah lempung (Tom Linson,1963)

Bahan tiang	Kohesi (Cu); K/ft <sup>2</sup>	Adhesi Ultimit (f), K/ft <sup>2</sup>
Beton&Kayu	0 - 0,75	0 - 0,7
	0,75 - 1,5	0,7 - 1,0
	1,5 - 3,0	1,0 - 1,3
Baja	0 - 0,75	0 - 0,7
	0,75 - 1,5	0,7 - 1,0
	1,5 - 3,0	1,0 - 1,3

$$1 \text{ k/ft}^2 = 0,488 \text{ kg/cm}^2 = 47,8 \text{ KN/m}^2$$

Hubungan faktor Adhesi dan Kohesi ( Grafik 2 Lampiran )

Perhitungan ditabelkan :

Depth (m)	$A_s = P \cdot \Delta L$ (m <sup>2</sup> )	A	$C_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_s = A_s \cdot \alpha \cdot C_u$ (KN)
9.6-12.00	$1,6 \cdot 2,4 = 3,84$	0,9	27	93,312
12.00-14.00	$1,6 \cdot 2 = 3,2$	0,9	27	77,76
14.00-16.00	$1,6 \cdot 2 = 3,2$	1	25	80
16.00-18.00	$1,6 \cdot 2 = 3,2$	1	25	80
18.00-20.50	$1,6 \cdot 2,5 = 4$	1	25	100
20.50-23.00	$1,6 \cdot 2,5 = 4$	0,48	104,1	199,872
23.00-25.00	$1,6 \cdot 2 = 3,2$	0,48	104,1	159,897

25.00-26.60	1,6 . 1,6 = 2,56	0,48	104,1	127,918
				ΣQs=918,75 KN

P = keliling tiang = 40 cm x 4 = 160 cm = 1,6 m.

α didapat dari grafik 4 Lampiran, berdasarkan Cu = Su ( garis A)

Qs = 918,75 KN = 91,875 ton ( Metode α )

2. Cara λ ( Vijayvergiya dan Focht,1972)

$$f_{av} = \lambda (\bar{\sigma}' + 2\bar{C}u) \text{ atau } \bar{f}_s = \lambda (\bar{\sigma}' + 2.S\bar{u})$$

$\bar{f}_s$  = unit friksi rata - rata

λ = koefesien kapasitas friksi

dimana :  $\bar{\sigma}'$  = tegangan efektif rata - rata

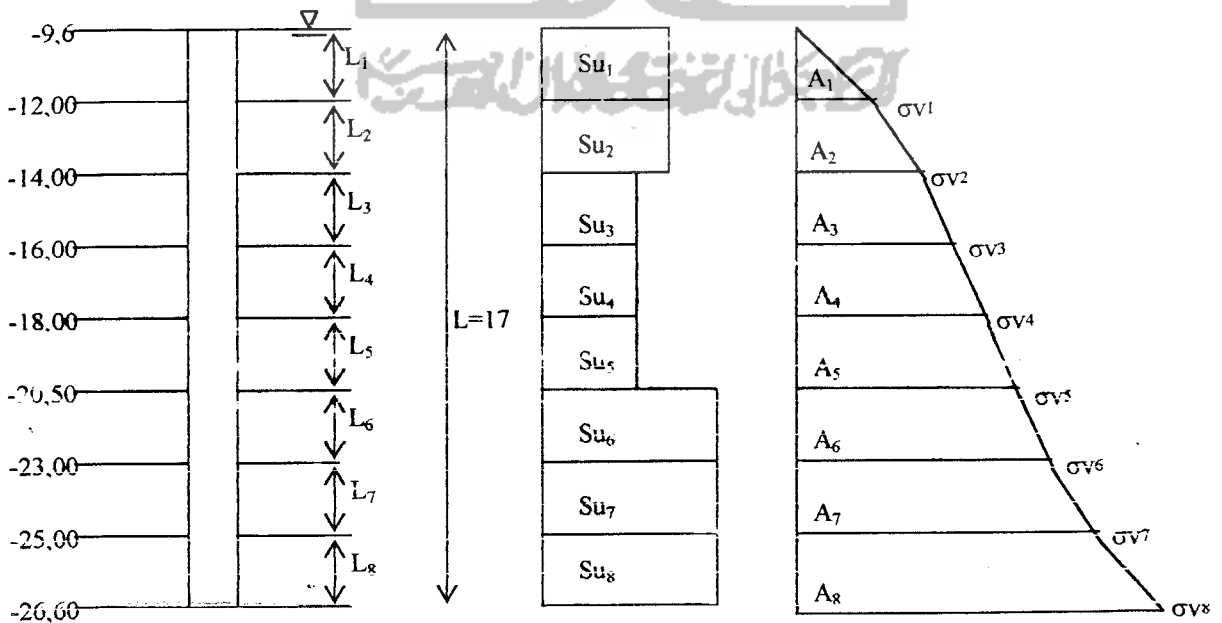
S $\bar{u}$  = Undrained Shear Strength rata - rata

C $\bar{u}$  = Undrained Cohesion

$$S\bar{u} = \frac{Su_1.L_1 + Su_2.L_2 + \dots}{L}$$

$$(C\bar{u} = S\bar{u})$$

$$\bar{\sigma}' = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L}$$



$$\bar{S}_u = \frac{2,7.2,4 + 2,7.2 + 2,5.2 + 2,5.2 + 2,5.2,5 + 2,5.10,41 + 2,0.10,41 + 1,6.10,41}{17} = 5,390 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{v1} = 2,4.0,667 \text{ t/m}^3 = 1,601 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v2} = 1,601 + 2,0.667 \text{ t/m}^3 = 2,935 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v3} = 2,935 + 2,0.809 \text{ t/m}^3 = 4,553 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v4} = 4,553 + 2,0.809 \text{ t/m}^3 = 6,171 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v5} = 6,171 + 2,5.0,809 \text{ t/m}^3 = 8,193 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v6} = 8,193 + 2,5.0,917 \text{ t/m}^3 = 10,486 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v7} = 10,486 + 2,0.917 \text{ t/m}^3 = 12,319 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v8} = 12,319 + 1,6.0,917 \text{ t/m}^3 = 13,787 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,601 \cdot 2,4 = 1,92 \text{ t/m (luas segitiga)}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot (1,601 + 2,935) \cdot 2 = 4,536 \text{ t/m (luas trapezium)}$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot (2,935 + 4,553) \cdot 2 = 7,488 \text{ t/m}$$

$$A_4 = \frac{1}{2} \cdot (4,553 + 6,171) \cdot 2 = 10,724 \text{ t/m}$$

$$A_5 = \frac{1}{2} \cdot (6,171 + 8,193) \cdot 2,5 = 17,955 \text{ t/m}$$

$$A_6 = \frac{1}{2} \cdot (8,193 + 10,486) \cdot 2,5 = 23,349 \text{ t/m}$$

$$A_7 = \frac{1}{2} \cdot (10,486 + 12,319) \cdot 2 = 11,402 \text{ t/m}$$

$$A_8 = \frac{1}{2} \cdot (12,319 + 13,787) \cdot 1,6 = 20,885 \text{ t/m}$$

$$\underline{\sum A_t = 76,339 \text{ t/m}}$$

$$\bar{\sigma}_{v'} = \frac{\sum A_t}{L} = \frac{96,339 \text{ t/m}}{17} = 5,66 \text{ t/m}^2$$

Mencari  $\lambda$  : Dari grafik hubungan Koefisien Gesek Dinding ( $\lambda$ ) dengan kedalaman penetrasi tiang ( Vijay Vergiya dan Facht, 1972 )

Didapat dengan  $L = 17 \rightarrow \lambda = 0,185$

$$\begin{aligned}
 \bar{f}_s &= \lambda (\bar{\sigma}_v + 2.S\bar{u}) \\
 &= 0,185 (5,66 + 2 \cdot 5,390) \\
 &= 4,503 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$Q_s = P \cdot \Delta L \cdot \bar{f}_s = (0,4 \cdot 4) \cdot 17 \cdot 4,503 = 122,482 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan dengan Metode  $\alpha$  dan  $\lambda$  maka daya dukung Gesekan tiang sepanjang badan (friction)  $Q_s = 122,482 \text{ ton}$ .

$$Q_u = Q_p + Q_s = 109,465 \text{ ton} + 122,482 \text{ ton} = 231,947 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{\text{SF}(2,5)} = \frac{231,947}{2,5} = 92,779 \text{ ton}$$

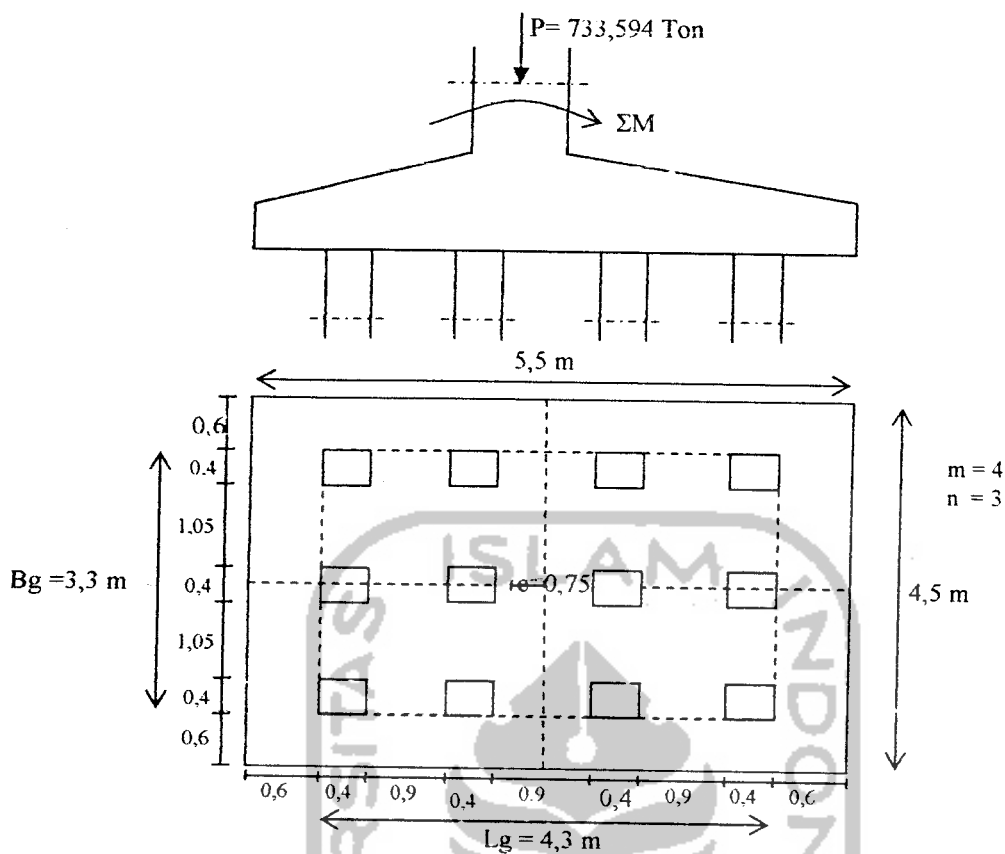
### B. Estimasi Kapasitas Tiang Kelompok

Berdasarkan Kapasitas Tiang Tunggal, maka jumlah tiang yang dibutuhkan :

$$n = \frac{\sum V}{Q_{\text{all}}} = \frac{733,594 \text{ ton}}{92,779 \text{ ton}} = 7,9068 \approx 12 \text{ buah tiang}$$

Gambar Rencana penempatan tiang dalam pile cap

1. Susunan tiang dibuat simetris sehingga pusat berat kelompok tiang dan pusat berat pile cap terletak pada suatu garis .
2. Jarak minimum antara tiang  $2D = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ m} \approx 0,9 \text{ m}$
3. Jarak tiang ketepi poer  $1,25 D = 1,25 \cdot 0,4 = 0,5 \text{ m}$ .



Gambar.5.16 Penempatan Pondasi Tiang Pancang

### Kapasitas Kelompok Tiang

#### 1. Jumlah Total Kapasitas Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}\sum Q_{u_g} &= m \cdot n (Q_p + Q_s) \\ &= m \cdot n (9 \cdot C_u \cdot A_p + \alpha \cdot C_u \cdot A_p \cdot \Delta L)\end{aligned}$$

$m$  = jumlah tiang dalam kolom       $A_p$  = keliling tiang

dimana :       $n$  = jumlah tiang dalam baris       $C_u$  = kohesi tanah

$\Delta L$  = panjang segmen

$\alpha$ ,  $C_u$ ,  $\Delta L$  data diambil di kedalaman 26,6 m

$$\begin{aligned}\sum Q_{u_g} &= 4 \cdot 3 (9 \cdot 10,41 + 1 \cdot 10,41 \cdot 1,6 \cdot 17) \\ &= 4522,104 \text{ ton}\end{aligned}$$



## 2. Blok berukuran $L_6 \times B_6 \times \Delta L$

$$\sum Qu_g = L_6 \times B_6 \times Cu \cdot Nc^* + \sum 2(L_6 + B_6) \cdot Cu \cdot \Delta L$$

$$\frac{L_6}{B_6} = \frac{17}{3,3} = 5,15$$

$$\frac{L_6}{B_6} = \frac{4,3}{3,3} = 1,303$$

Dari Grafik lampiran 2 didapat nilai  $Nc^* = 6,7$

$$\sum Qu_g = 4,3 \cdot 3,3 \times 10,41 \cdot 6,7 + 2 \cdot (4,3 + 3,4) \cdot 10,41 \cdot 17 = 3715,047 \text{ ton}$$

Dipakai  $Qu_g = 3715,047 \text{ ton}$

$$Qall_g = \frac{Qu_g}{SF} = \frac{3715,047}{2,5} = 1486,019 \text{ ton}$$

$$Qall_g = 1486,019 \text{ ton} > P(\text{Strength I}) = 733,594 \text{ ton} \Rightarrow \text{Aman!!!}$$

## 3. Pondasi tiang pancang yang menahan momen satu arah dan gaya vertikal.

$$P = \frac{\sum V}{n} + \frac{\sum M \cdot d_1}{\sum d_2}$$

$$\begin{aligned} \sum d^2 &= 6(d_1^2 + d_2^2) \\ &= 6(1,95^2 + 0,65^2) \\ &= 25,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap titik berat

Pondasi (titik o)

$$\sum M = \sum MH + \sum MV$$

$$= -865,96 + (160,72 \cdot 0,536$$

$$+ 133,47 \cdot 0,482 + 439,852 \cdot 0,75)$$

$$= -385,833 \text{ Ton m (arah ke kanan)}$$

$$P = \frac{733,594}{12} + \frac{385,833 \cdot 1,95}{25,35}$$

$$P_{\max} = 90,81 \text{ ton}$$

$$P = \frac{733,594}{12} - \frac{385,833 \cdot 1,95}{25,35}$$

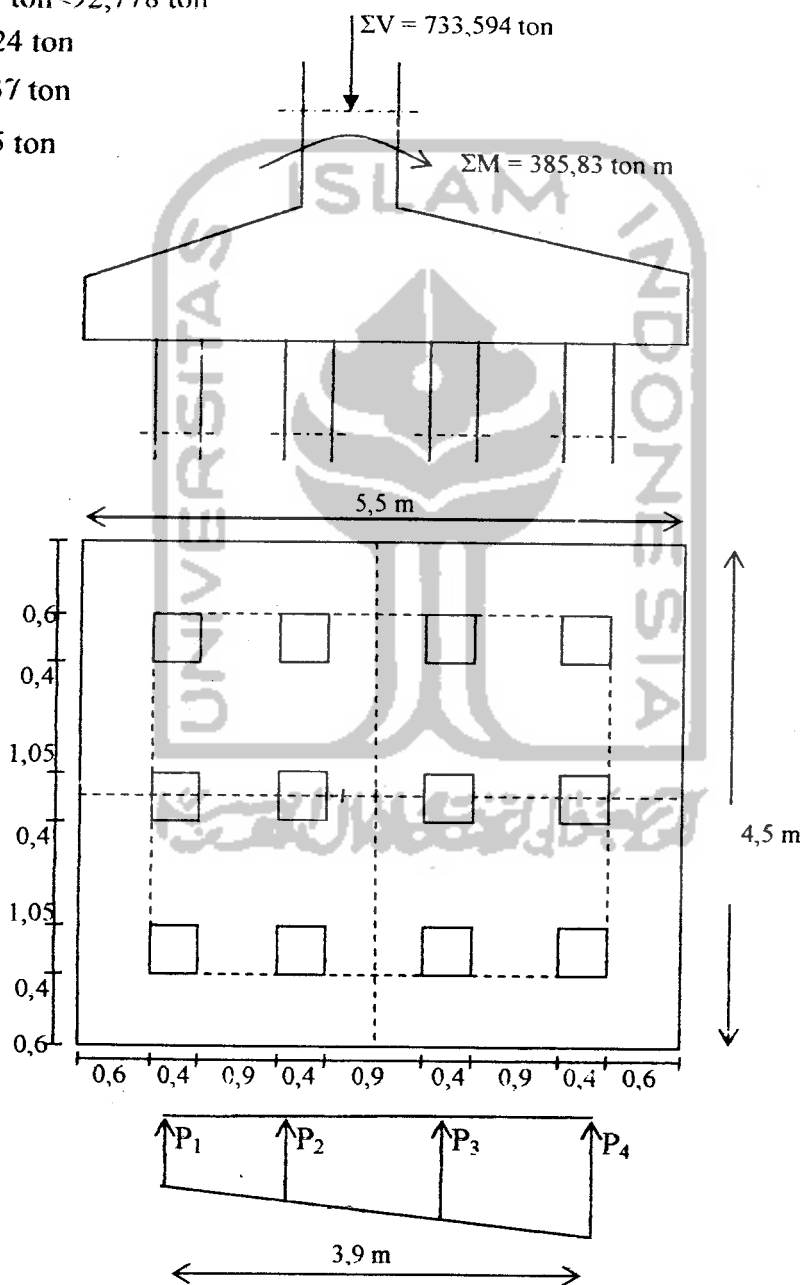
$$P_{\min} = 31,45 \text{ ton}$$

$$P_4 = 90,81 \text{ ton} < 92,778 \text{ ton}$$

$$P_3 = 71,024 \text{ ton}$$

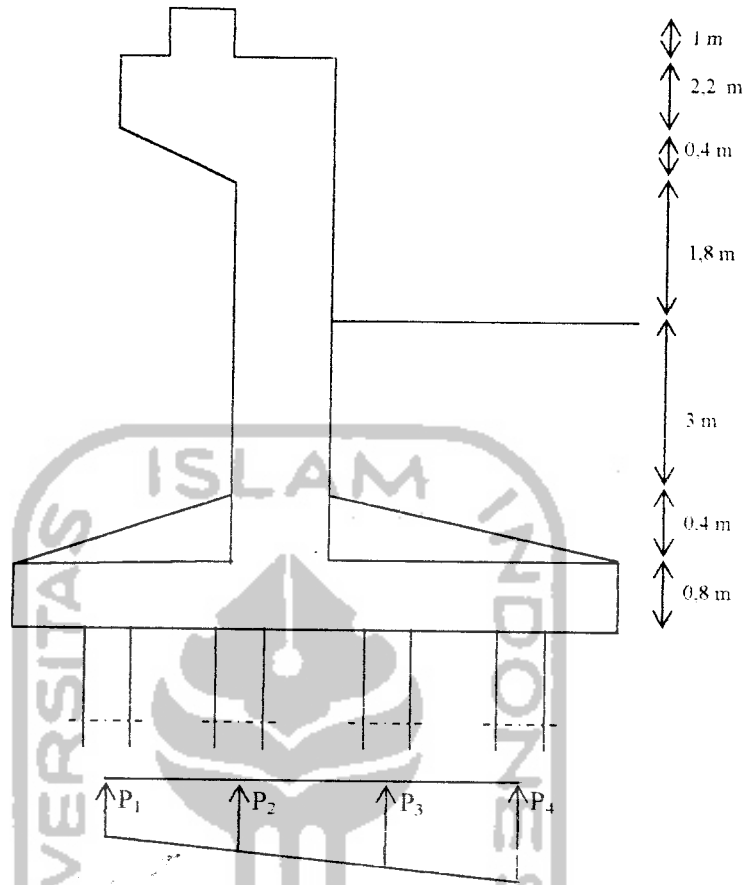
$$P_2 = 51,237 \text{ ton}$$

$$P_1 = 31,45 \text{ ton}$$



**Gambar 5.17** Daya Dukung Tiang Karena Beban aksial dan Momen

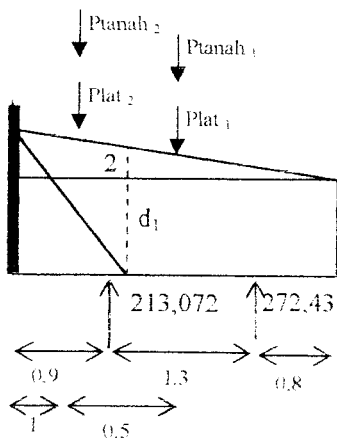
**5.5.3. Perencanaan Penulangan Abutment**



**Perencanaan penulangan plat dasar abutment :**

**1. Perencanaan telapak ( Toe) :**

Beban terpusat diatas telapak selebar 4,5 m ( untuk momen)



$$P \text{ plat 1} = 0,8 \times 3 \times 4,5 \times 2,4 = 25,92 \text{ ton}$$

$$P \text{ plat 2} = 0,5 \times 3 \times 0,4 \times 4,5 \times 2,4 = 6,48 \text{ ton}$$

$$P \text{ tanah}_1 = 3 \times 4,5 \times 3 \times 1,298 = 52,569 \text{ ton}$$

$$P \text{ tanah}_2 = 0,5 \times 0,4 \times 3 \times 4,5 \times 1,298 = 3,505 \text{ ton}$$

Beban merata untuk telapak selebar 4,5 m

$$q \text{ tanah} = 3 \times 4,5 \times 1,298 + 0,5 \times 0,4 \times 4,5 \times 1,298$$

$$= 18,691 \text{ ton}$$

$$q \text{ plat} = 0,5 \times 0,4 \times 4,5 \times 2,4 + 4,5 \times 0,8 \times 2,4$$

$$= 10,8 \text{ ton}$$

$$q \text{ total} = 10,8 \text{ ton} + 18,691 \text{ ton}$$

$$= 29,49 \text{ ton}$$

#### Kontrol Geser:

Dari SFD diperoleh  $V_u \text{ max} = 248,838 \text{ ton}$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f' c \cdot b \cdot d_1} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{20 \cdot 4500 \cdot 1040}$$

$$= 3488266,045 \text{ N} = 3488,266 \text{ KN}$$

$$= 348,826 \text{ ton}$$

$$O \quad V_c = 0,6 \cdot 348,826 = 209,295 > V_u$$

$$V_u = 248,838 \text{ ton}$$

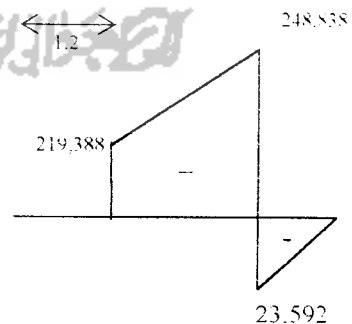
( Sehingga tidak perlu tulangan geser )

#### Perhitungan penulangan karena lentur

Momen sepanjang 4,5 m :

$$M = 213,072 \cdot 0,9 + 272,43 \cdot 2,2 - 25,92 \cdot 1,5 - 6,48 \cdot 1 - 6,48 \cdot 1 - 52,569 \cdot 1,5 - 3,505 \cdot 1$$

$$= 663,393 \text{ Tm.}$$



Momen selebar 1 m ( b = 1000 m )

$$Mu = \frac{663,393}{4,5} = 184,272 \text{ Tm} \quad d = h - 25 - 75 = 1100$$

$$\frac{Mu}{\phi} = 184,272 \text{ Tm} \quad \partial d = 0,9 \cdot d = 990$$

$$As \text{ perlu} = \frac{Mu / \phi}{\partial d} = \frac{184,272 \cdot 10^7}{990 \cdot 350} = 5850,024 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{fy} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{350} \cdot 1000 \cdot 1100 = 4400 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan  $D_{25} \Rightarrow A_{D_{25}} = 490,625$

$$\text{Jarak tulangan ( s )} = \frac{A_{D_{25}} \cdot b}{As \text{ perlu}} = \frac{490,625 \cdot 1000}{5850,024} = 83,867 \approx 80 \text{ mm}$$

$$As \text{ baru} = \frac{A_{D_{25}} \cdot b}{s} = \frac{490,625 \cdot 1000}{80} = 6132,813 \text{ mm}$$

Kontrol Mn :

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{6132,813 \cdot 350}{0,85 \cdot 20 \cdot 1000} = 126,264 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mn &= As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right) = 6132,813 \cdot 350 \left( 1100 - \frac{126,264}{2} \right) \\ &= 222,562 \text{ Tm} > \frac{Mu}{\phi} = 184,272 \text{ Tm} \dots \dots \text{Aman} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok  $D_{25}$ -80 mm

Tulangan susut :

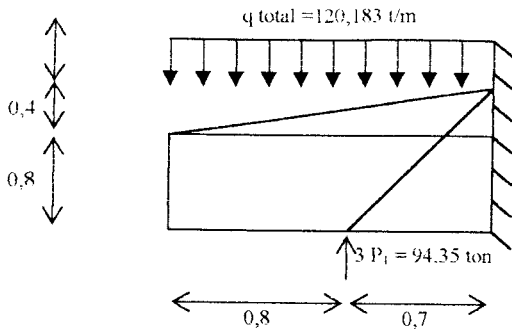
$$As \text{ tulangan} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 1200 = 2400 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan susut  $D_{19} = A_{\phi 19} = 283,385 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan ( s )} = \frac{A_{\phi 19} \cdot b}{As} = \frac{283,385 \cdot 1000}{2400} = 118,07 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm}$$

$$As \text{ baru} = \frac{A_{\phi 19} \cdot b}{s} = \frac{283,385 \cdot 1000}{110} = 2580,45 \text{ mm}^2 > 2400 \text{ mm}^2 \dots \dots ()k$$

## 2. Perencanaan tumit ( Heel )



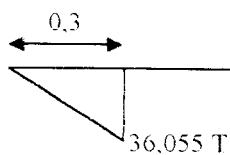
beban merata tanah sepanjang 4,5 m :

$$\begin{aligned}
 q_{\text{tanah}} &= 1,4,5 \cdot 1,96 + 3,6 \cdot 4,5 \cdot 1,96 + 0,5 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 1,96 + 0,44 \cdot 5 \cdot 1,96 \\
 &\quad + 4,4 \cdot 4,5 \cdot 1,298 + 0,1 \cdot 4,5 \cdot 1,298 + 0,1 \cdot 0,5 \cdot 1,298 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 4,5 \cdot 0,667 \\
 &= 72,663 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{beton}} &= 1,4,5 \cdot 2,4 + 2,2 \cdot 4,5 \cdot 2,4 + 0,5 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 2,4 + 0,4 \cdot 0,5 \cdot 4,5 \cdot 2,4 - 0,8 \cdot 4,5 \cdot 2,4 \\
 &= 47,52 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

$$q_{\text{total}} = 120,183 \text{ ton/m}$$

**Kontrol Geser :**



Dari SFD diperoleh  $V_u = 36,055 \text{ ton}$

( tidak perlu ada tulangan geser )

**Perencanaan tulangan Lentur :**

Momen untuk selebar 4,5 m =

$$M_u \text{ max} = 94,35 \cdot 1,5 - \frac{1}{2} \cdot 120,183 \cdot 1,5^2 = 6,319 \text{ Ton m}$$

Momen untuk selebar 1 m (  $b = 1000 \text{ mm}$  )

$$M_u = \frac{6,319}{4,5} = 1,404 \text{ Tm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{1,404}{0,8}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \cdot \frac{\phi}{d \cdot f_y} = \frac{1,755 \cdot 10^7}{990 \cdot 350} = 50,658 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{350} \cdot 1000 \cdot 1100 = 4400 \text{ mm}^2$$

Dipakai  $A_s \text{ min} = 4400 \text{ mm}^2$

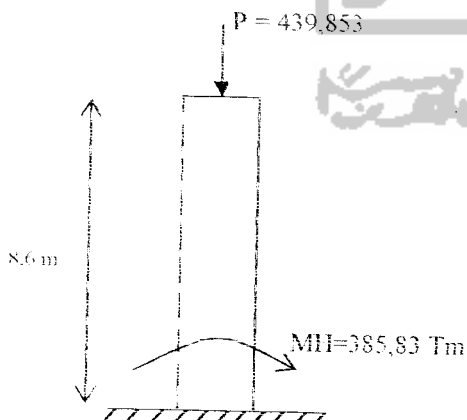
Dipakai tulangan  $A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan} = s = \frac{490,625 \cdot 1000}{4400} = 111,505 \approx 80 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ baru} = \frac{A_{\phi 25} \cdot b}{s} = \frac{490,625 \cdot 1000}{80} = 6132,812 \text{ mm}^2$$

Sehingga untuk tulangan pokok dipakai  $D_{25}-80$

### 3. Perencanaan penulangan badan abutment :



$K=2$  (jepit bebas)

Cek kelangsingan :

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 4500 \cdot 1000^3$$

$$= 375 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$A = 4500 \cdot 1000 = 45 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{375 \cdot 10^9}{45 \cdot 10^5}} = 288,675 \text{ mm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{2.8600}{288,675} = 59,583 < 100 \Rightarrow \text{Ok}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{F_{c'}} = 4700 \sqrt{20} = 21019,039 \text{ Mpa}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_y^{2,5}}{1 + \beta \cdot d} = \frac{21019,039 \cdot (450 \cdot 10^9)^{2,5}}{1 + 0,25} = 3,026 \cdot 10^{15}$$

Kolom bergoyang  $C_m = 1,0$

$$S_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{1,0}{1 - \frac{439,853}{0,65 \cdot 11,118 \cdot 10^4}} = 1,01$$

$$M_c = S_b \cdot M_u = 1,01 \cdot 385,83 = 389,688 \text{ Tm}$$

$$\frac{P_u}{\phi} = \frac{439,853}{0,65} = 676,696 \text{ T}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{385,83}{0,65} = 593,585 \text{ T}$$

$$e = \frac{593,583}{676,696} = 0,877 \text{ m} = 877 \text{ mm}$$

Dari grafik  $M_n$ - $P_n$  untuk beban Abutment ( 4500x1000) lampiran

Maka diperoleh persentase tulangan yang dibutuhkan sebesar 1 % dari luas bruto :

$$A_s = 0,01 \times 4500 \times 1000 = 45000 \text{ mm}^2$$



Kontrol Kapasitas:

Termasuk patah tarik digunakan persamaan Whitney :

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \cdot \left\{ (-\rho) + 1 - \frac{e'}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + 2\rho \left( (m-1) \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + \frac{e'}{d} \right)} \right\}$$

$$e' = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1344,5 \text{ mm} \quad d' = 100$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{45000}{4500 \cdot 967,5} = 0,01$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{350}{0,85 \cdot 20} = 20,588$$

$$P_n = 0,85 \cdot 20 \cdot 4500 \cdot 967,5 \left\{ (-0,01) + 1 - \frac{1344,5}{967,5} + \sqrt{\left(1 - \frac{1344,5}{967,5}\right)^2 + 2 \cdot 0,01 (20,588 - 1) \left(1 - \frac{100}{967,5}\right) + \frac{1344,5}{967,5}} \right\}$$

$$= 7224 \text{ KN} > \frac{P_u}{\phi} = 676,697 \text{ ton} = 6766,97 \text{ KN} \dots \text{OK!}$$

Dipakai tulangan  $D_{25} \Rightarrow A_{D_{25}} = 490,625 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan perlu} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_{D_{25}}} = \frac{45000}{490,625} = 91,719 \text{ batang} \approx 92 \text{ batang}$$

$$\text{Untuk jumlah tulangan 1 sisi} = \frac{92}{2} = 46 \text{ batang sepanjang } 9600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan} = s = \frac{4500}{46} = 97,826 \text{ mm} \approx 95 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan tumpuan / pokok = 46  $D_{25}$ -95 mm ( 1 sisi )

Perencanaan tulangan susut :

$$A_s \text{ tulangan susut} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 4500 = 9000 \text{ mm}^2$$

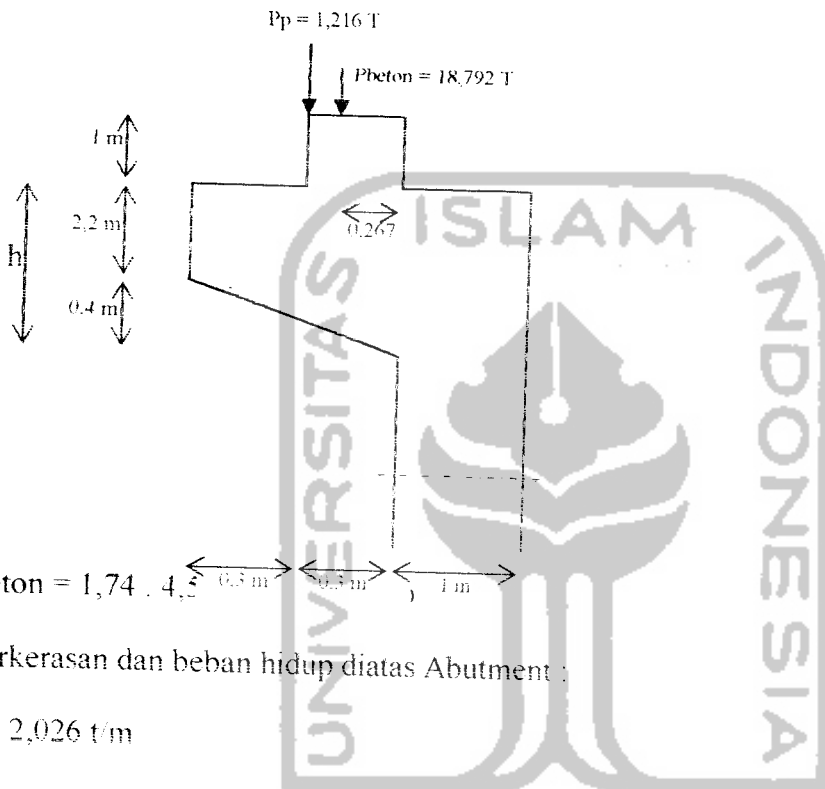
$$\text{Dipakai tulangan } \phi_{14} \Rightarrow A\phi_{14} = 153,86 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan ( s )} = \frac{A\phi_{14} \cdot 9600}{9000} = \frac{153,86 \cdot 9600}{9000} = 164,117 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$

$$As \text{ baru} = \frac{A\phi_{14} \cdot 9600}{160} = \frac{153,86 \cdot 9600}{160} = 9231,6 \text{ mm}^2$$

As baru = 9231,6 mm<sup>2</sup> > As tulangan susut perlu = 9000 mm<sup>2</sup> ...OK

#### 4. Perencanaan Ujung (konsul) abutment :



$$P_{\text{beton}} = 1,74 \cdot 4,5 \cdot 0,3 \text{ m} = 2,295 \text{ T}$$

q perkerasan dan beban hidup diatas Abutment :

$$q_u = 2,026 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{perkerasan}} (P_p) = 2,026 \cdot 0,6 = 1,216 \text{ ton}$$

$$P_u = 18,792 + 1,216 = 20,01 \text{ ton}$$

$$h = 2600 \text{ mm}$$

$$d = h - 100 = 2600 - 100 = 2500 \text{ mm}$$

$$V_u = 20,01 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{20,01}{0,6} = 33,35 \text{ ton}$$

$$V_c = 0,20 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,2 \cdot 20 \cdot 600 \cdot 2500 \cdot 10^{-3}$$

$$= 6000 \text{ KN} = 600 \text{ Ton} > V_n = 33,35 \text{ ton}$$

### Menentukan tulangan geser friksi :

Hubungan Konsul dengan badan pondasi monolit, beton normal maka :  $\eta = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \eta} = \frac{33,35 \cdot 10^4}{350(1,4)} = 680,612 \text{ mm}^2$$

Hubungan Konsul dengan badan abutment non monolit, maka  $\eta = 1$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \eta} = \frac{33,35 \cdot 10^4}{350(1,0)} = 952,857 \text{ mm}^2$$

dipakai nilai  $A_{vf}$  terbesar = 952,857 mm<sup>2</sup>

### Menentukan tulangan lentur :

Karena gaya horisontal  $N_{uc}$  tidak ada ketentuannya, digunakan  $N_{uc}$  min.

$$N_{uc} \text{ min} = 0,2 \cdot 20 \cdot 0,1 = 4,002 \text{ Ton}$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y x (\text{lengan})} = \frac{V_u \cdot a + N_{uc} (h - d)}{\phi f_y x (\text{lengan})}$$

$$A_f = \frac{1,216 \cdot 10^4 \cdot 300 + 18,792 \cdot 10^4 \cdot 267 + 4,002 \cdot 10^4 + 100}{0,65 \cdot 350(0,85 \cdot 2500)} = 119,611 \text{ mm}^2$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{4,002 \cdot 10^4}{0,65 \cdot 350} = 175,912 \text{ mm}^2$$

### Menentukan tulangan pokok $A_s$ :

$$A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = \frac{2}{3} \cdot 952,857 + 175,912$$

$$= 811,15 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_f + A_n = 175,912 + 119,611 = 295,523 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,004 \frac{f_c'}{f_y} \cdot b \cdot d = 0,04 \cdot \frac{20}{350} \cdot 600 \cdot 2500 = 6000 \text{ mm}^2$$

Dipakai  $A_s = 6000 \text{ mm}^2$

$$A_h = \frac{1}{2}(A_s - A_n) = \frac{1}{2}(6000 - 175,912) = 2912,044 \text{ mm}^2$$

Menentukan diameter tulangan :

$A_s \text{ perlu} = 6000 \text{ mm}^2$  ; digunakan 17 D22 = 6458,98 mm<sup>2</sup>

$A_h \text{ perlu} = 2912,044 \text{ mm}^2$  ; digunakan 17 D16 = 3416,32 mm<sup>2</sup>

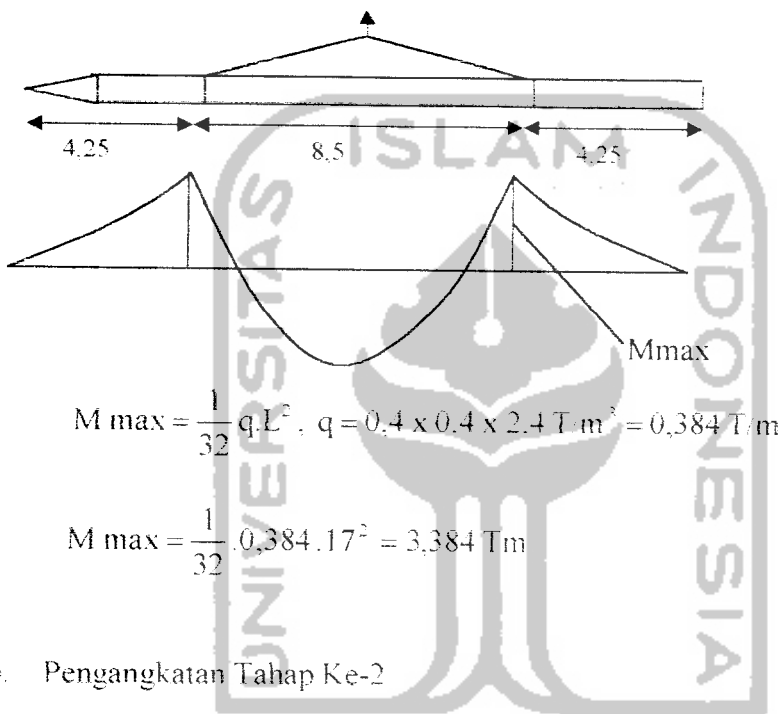


#### 5.5.4. Perencanaan Penulangan Tiang Pancang

1 Berdasarkan Pengangkatan

a. Pengangkatan Tahap Pertama

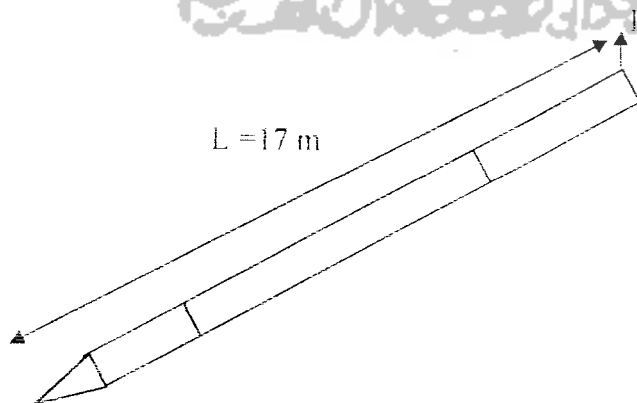
Diangkat pada jarak 0,25 l. dari ujung. (l = 17)



$$M_{max} = \frac{1}{32} q \cdot L^2, \quad q = 0.4 \times 0.4 \times 2.4 \text{ T} \cdot \text{m}^2 = 0.384 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} = \frac{1}{32} \cdot 0.384 \cdot 17^2 = 3.384 \text{ Tm}$$

b. Pengangkatan Tahap Ke-2



$$M_{max} = \frac{1}{8} q \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 0.384 \cdot 17^2 = 13.872 \text{ Tm}$$

## 2. Berdasarkan Pemancangan

Dari data tanah nilai  $C_u$  pada kedalaman pondasi tiang =  $10,41 \text{ T/m}^2$

$$C_r = 0,5 \cdot C_u = 5,205 \text{ T/m}^2 = 5205 \text{ kg/m}^2$$

$$H_0 = \frac{201,809 \text{ Ton}}{12} = 16,817 \text{ Ton} = 16,817 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$\frac{H_0}{C_r \cdot D^2} = \frac{16,817 \cdot 10^3}{5205 \cdot 0,4^2} = 8,077$$

Dengan  $e/D = 0$  dan ujung atas ditahan

Dari gambar B-3 Tiang Panjang, Pedoman Perencanaan Untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang Untuk Gedung 1983, diperoleh:

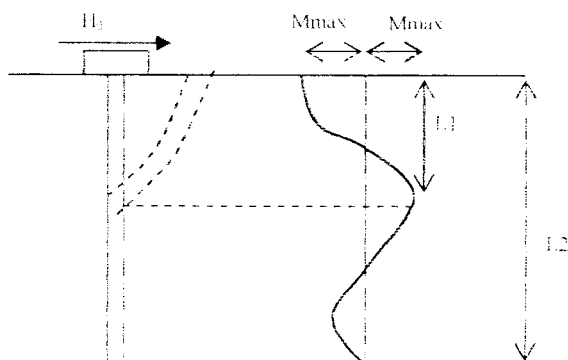
$$\frac{M_0}{C_r \cdot D^2} = 8$$

$$M_0 = 8 \cdot C_r \cdot D^2 = 8 \cdot 5205 \cdot 0,4^2 = 6662,4 \text{ kgm} = 6,6624 \text{ Tm}$$

$$f = \frac{H_0}{9C_r \cdot D} = \frac{16,817 \cdot 10^3}{9 \cdot 5205 \cdot 0,4} = 0,897 \text{ m}$$

$$L_1 = f + 1,5 D = 0,897 + 1,5 \cdot 0,4 = 1,497 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,2 L_1 = 3,294 \text{ m}$$



Momen dan gaya aksial rencana:

$$P_u = 90,81 \text{ Ton}$$

$$M_u = 13,872 \text{ Tm}$$

$$e = \frac{13,872 \cdot 10^3}{90,81} = 152,758 \text{ mm}$$

Ukuran tiang pancang 400 mm x 400 mm dengan jumlah penulangan 2 %

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,01 \text{ dengan } d' = 70 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = 0,01 \cdot (400) \cdot (330) \text{ mm} = 1320 \text{ mm}^2$$

Dicoba dengan 3 D25 pada masing-masing sisi kolom ( $A_s = 1472,6 \text{ mm}^2$ )

$$\rho = \frac{1472,6}{400(330)} = 0,0112$$

Pemeriksaan  $P_u$  terhadap beban seimbang,  $P_{ub}$  :

$$d = 400 - 70 = 330 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{600 \cdot (330)}{600 + 350} = 208,421 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(20 - 30) = 0,93$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = 0,93 (208,421) = 193,831 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{208,421 - 70}{208,421} (0,003) = 0,0019 < f_y/E_s$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b + A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_y)$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 \cdot (0,85 \cdot 20 \cdot 193,831 \cdot 400 + 1472,6(387,9) - 1472,6 \cdot 350) \cdot 10^{-3}$$

$$= 1107,194 \text{ KN} > P_u = 90,81 \text{ Ton} = 908,1 \text{ KN} \dots\dots \text{Aman}$$

Memeriksa Kekuatan Penampang

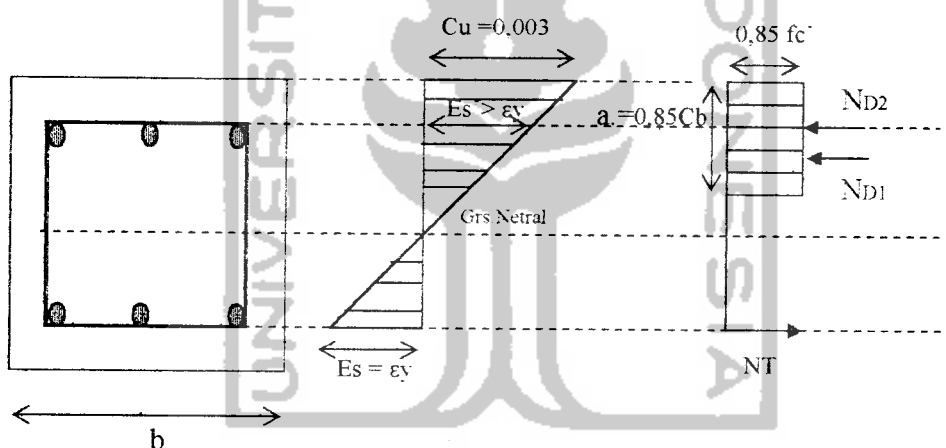
$$P_n = \frac{A_s' \cdot F_y}{\frac{e}{(d-d')} + 0,50} + \frac{b \cdot h \cdot f_c'}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18}$$

$$P_n = \frac{1472,6 \cdot 350}{\frac{152,758}{(330-70)} + 0,50} + \frac{400 \cdot 400 \cdot 20}{\frac{3 \cdot 400 \cdot 152,758}{330^2} + 1,18}$$

$$= 473926,8208 + 1117597,934 \text{ N} = 1591524,755 \text{ N}$$

$$= 1591,524 \text{ KN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 1591,524 = 1034,491 \text{ KN} > P_u = 908,1 \text{ KN} \dots \dots \text{Aman!}$$



Merencanakan sengkang:

Dengan menggunakan batang tulangan  $\Phi 10$ , jarak spasi sengkang ditentukan nilai terkecil dari ketentuan-ketentuan berikut :

- 16 kali diameter tulangan pokok ( $D25$ ) = 400 mm
- 48 kali diameter tulangan sengkang ( $D10$ ) = 480 mm
- dimensi terkecil tiang = 400 mm

maka digunakan batang tulangan sengkang  $\Phi 10 - 400$  mm



## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan perencanaan struktur rangka jembatan dengan metode AASHTO-LRFD 1994, maka dapat ditarik kesimpulan :

1. Ada beberapa elemen yang mengalami tarik dan tekan. Maka elemen harus direncanakan aman terhadap tarik dan harus aman juga terhadap tekan serta aman terhadap blok geser yang terjadi pada jarak tertentu.
2. Penggunaan metode AASHTO-LRFD 1994 dengan analisis struktur elastis dan desain plastis pada perencanaan rangka baja dengan bentang panjang, dengan perilaku elemen yang elastis/daktail terbukti akurat karena desain plastis umumnya digunakan pada elemen dengan lendutan besar, dengan struktur direncanakan dapat menahan beban pada kapasitas batasnya. Keadaan batas sebagai penentu aman atau tidak elemen, lebih realitas dan dapat dikembangkan penerapannya di Indonesia.
3. Defleksi dari struktur rangka jembatan di tengah bentang akibat beban mati dan beban hidup memenuhi syarat.

4. Struktur bawah menggunakan Abutment tipe T terbalik dengan menggunakan tiang pancang yang stabilitasnya telah didesain aman terhadap guling dan geser.

## 6.2 Saran

Berdasarkan perhitungan pada tugas akhir ini, perencanaan jembatan dengan pendekatan tipe *Curved -Chord Pratt Truss* secara kelengkapan elemen struktur dapat dikatakan lengkap namun secara fungsional kurang memadai, maka penulis menyarankan adanya kelanjutan perencanaan berupa :

1. Dicoba profil lainnya untuk rangka utama seperti profil sayap lebar (WF) agar didapat perbandingan yang lebih ekonomis.
2. Untuk struktur ikatan angin atas dicoba menggunakan bentuk struktur lainnya.
3. Analisis keamanan struktur dari segi yang lebih khusus seperti gempa dan banjir.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Salmon, Charles G, 1992, STRUKTUR BAJA, DESAIN DAN PERILAKU, jilid I dan II, Gramedia Pustaka Utama.
2. Richard M, Barker and Jay A, Puckett, 1997, DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES : Based on AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications, John Willey and Son, Inc.
3. S.P. Bindra, 1992, PRINCIPLE AND PRACTICE OF BRIDGE ENGINEERING, Dhatpat and Son, Inc, New Delhi.
4. Frederich S. Merrit, 1997, STRUCTURAL STEEL DESIGNERS HANDBOOK, Mc Graw-Hill Book Company.
5. Akbar R. Tamboli, 1997, STEEL DESIGN HANDBOOK LRFD METHOD, Mc Graw-Hill Book Company.
6. Ram Chandra, 1971, DESIGN OF STEEL STRUCTURE, Published by Rajinder Kumar Jain.
7. Joseph E. Bowles, 1995, DESAIN BAJA KONSTRUKSI, Erlangga, Jakarta.
8. PADOSBAJAYO, 1992, PENGETAHUAN DASAR STRUKTUR BAJA.
9. -----, 1995. Manual of Steel Construction. AISC. Inc
10. -----, 1995, Pedoman Praktik Kerja dan Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil FTSP UII, Yogyakarta.
11. Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, PT Gramedia. Jakarta.
12. Ir. Sudarmoko, M.Sc, PERENCANAAN STRUKTUR PELAT BETON

13. Braja M.DAS,1990, PRINCIPLES OF FOUNDATION ENGINEERING, PWS-KENT Publishing Company, BOSTON
14. Kazuto Nakazawa, 1983, MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI, Terjemahan PT. PRADNYA PARAMITA, JAKARTA.
15. Peck, Hanson, Thornburn, 1973, TEKNIK PONDASI, Terjemahan Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
16. M.J. Tomlinson, 1975, FOUNDATION DESIGN AND CONSTRUCTION.
17. Departemen Pekerjaan Umum, 1983, PEDOMAN PERENCANAAN UNTUK STRUKTUR BETON BERTULANG BIASA DAN STRUKTUR TEMBOK BERTULANG UNTUK GEDUNG.
18. Luwes Purwo Resmi dan Nanang Arifianto, 2002, Tugas Akhir Kontrol Struktur Jembatan Rangka Baja Terpasang Terhadap Pembebanan AASHTO 1994, Jurusan Teknik Sipil UII, Yogyakarta.
19. Yuli Wasiati dan Retno, 2002, PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE *ARCH BRIDGE* DENGAN METODE AASHTO-LRFD 1994.

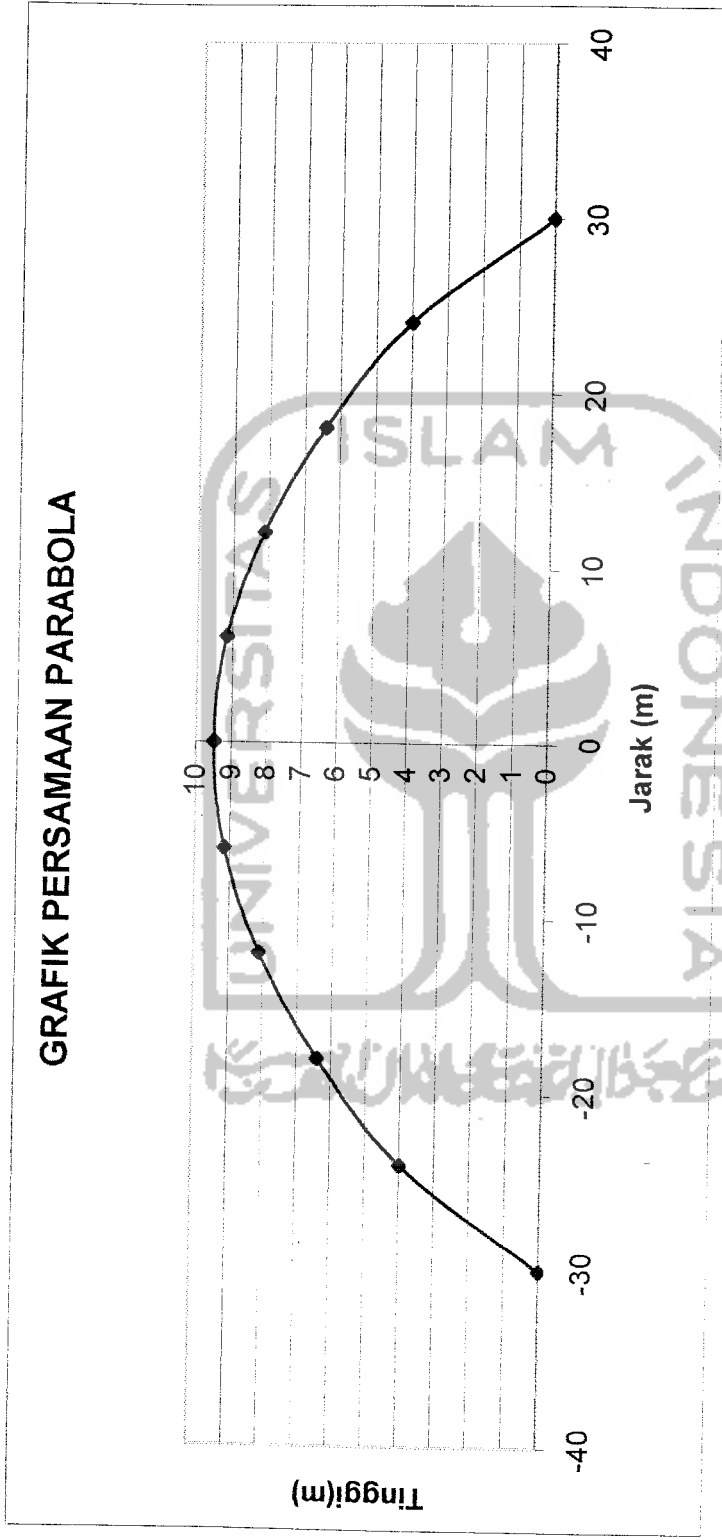
# LAMPIRAN 1

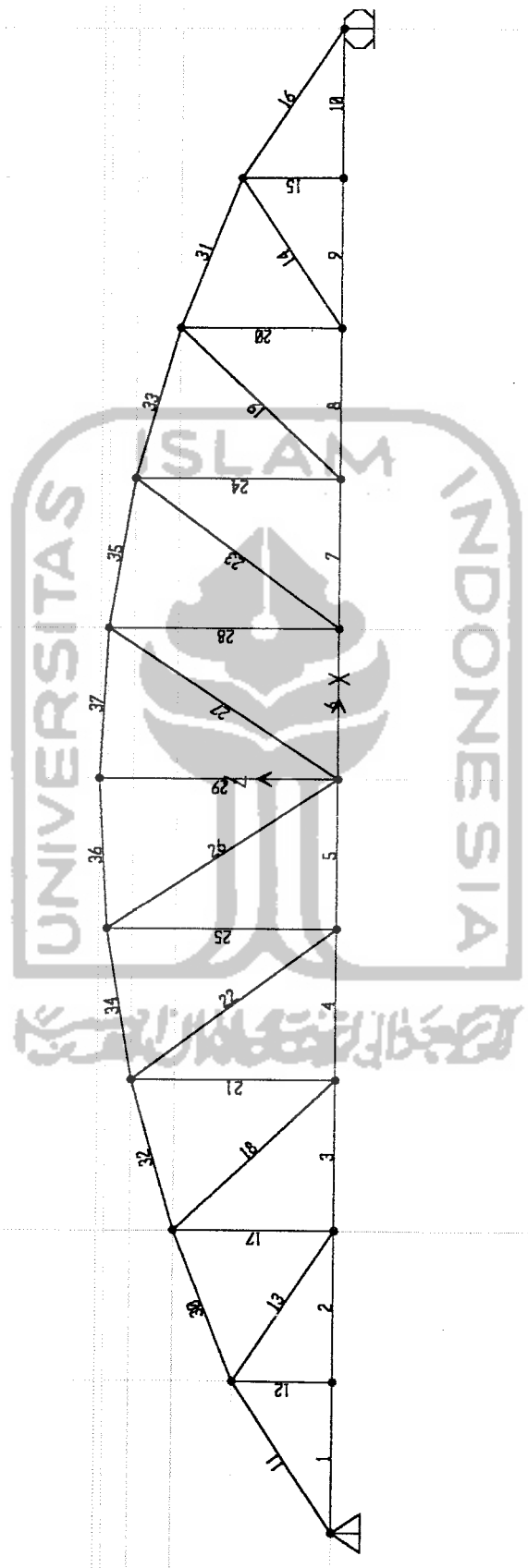


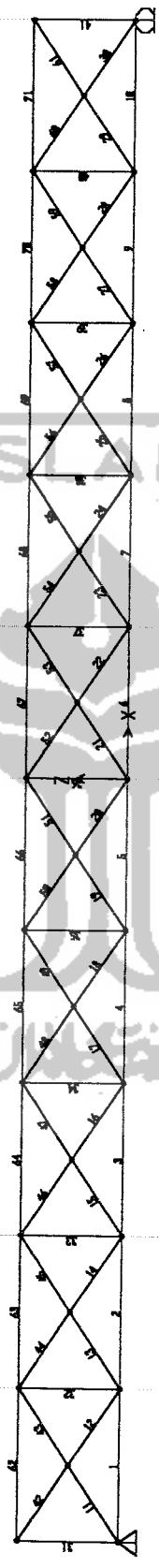
PERSAMAAN PARABOLA  $= -0.0095434 X^2 + 9.5$

X	Y
30	0
24	4.0036
18	6.4083
12	8.1259
6	9.1565
0	9.5
-6	9.1565
-12	8.1259
-18	6.4083
-24	4.0036
-30	0

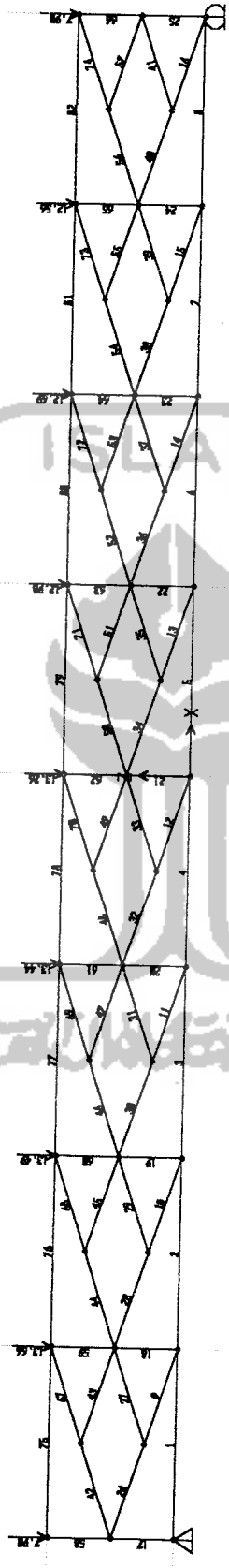
GRAFIK PERSAMAAN PARABOLA









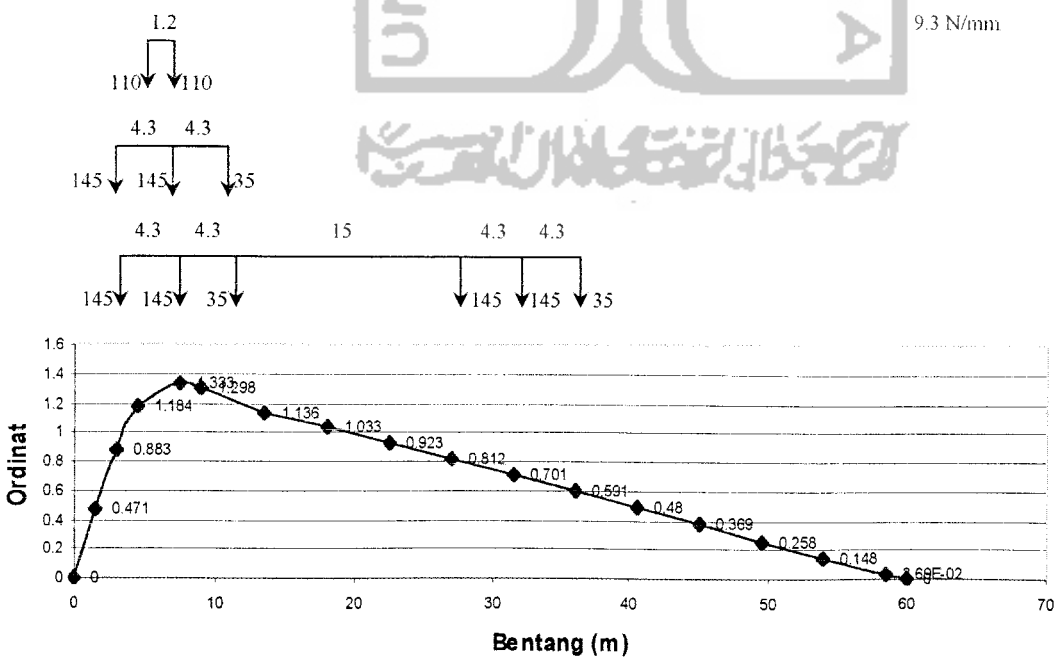




Tabel 5.10 Garis Pengaruh Aksial Pada Batang 1

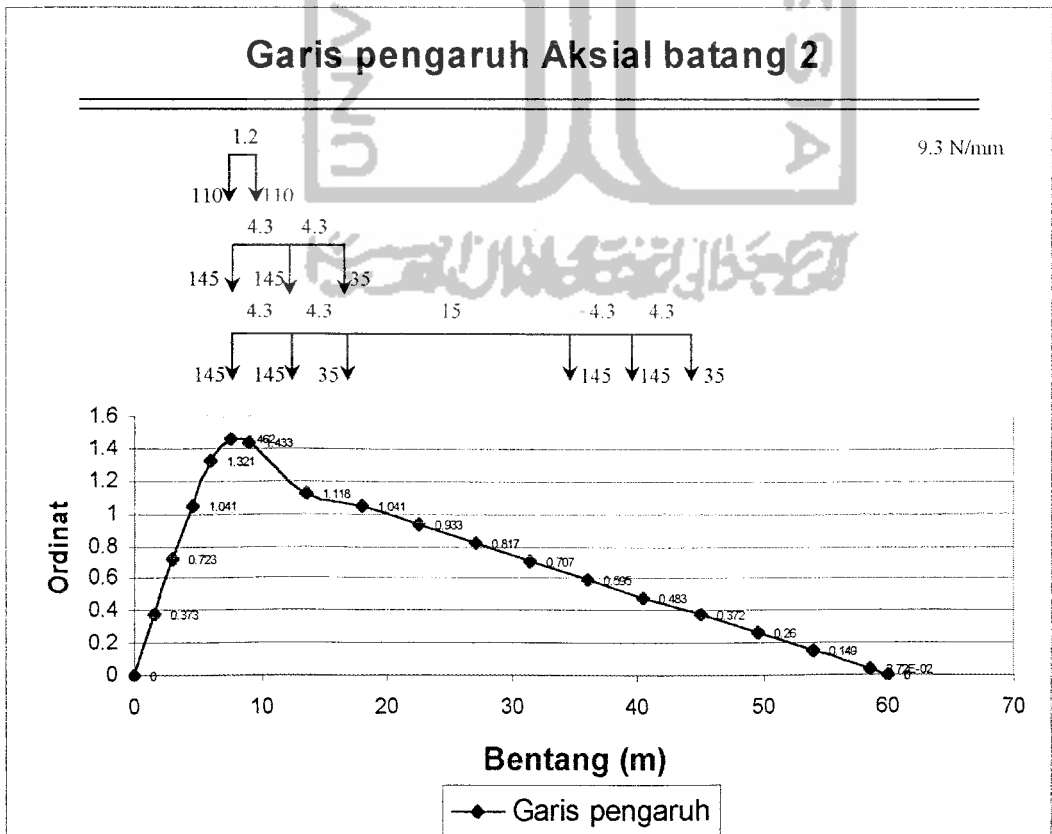
FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	1.5	1.5	0.471
1	3	3	0.883
1	4.5	4.5	1.184
2	1.5	7.5	1.333
2	3	9	1.298
3	1.5	13.5	1.136
4	0	18	1.033
4	4.5	22.5	0.923
5	3	27	0.812
6	4.5	31.5	0.701
7	6	36	0.591
7	1.5	40.5	0.48
8	3	45	0.369
9	4.5	49.5	0.258
10	6	54	0.148
10	1.5	58.5	3.69E-02
10	0	60	0

### Garis Pengaruh Aksial di Batang1



**Tabel 5.11 Garis Pengaruh Aksial Pada Batang 2**

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	1.5	1.5	0.373
1	3	3	0.723
1	4.5	4.5	1.041
1	6	6	1.321
2	1.5	7.5	1.462
2	3	9	1.433
3	1.5	13.5	1.118
4	0	18	1.041
4	4.5	22.5	0.933
5	3	27	0.817
6	4.5	31.5	0.707
7	6	36	0.595
7	1.5	40.5	0.483
8	3	45	0.372
9	4.5	49.5	0.26
10	6	54	0.149
10	1.5	58.5	3.72E-02
10	0	60	0

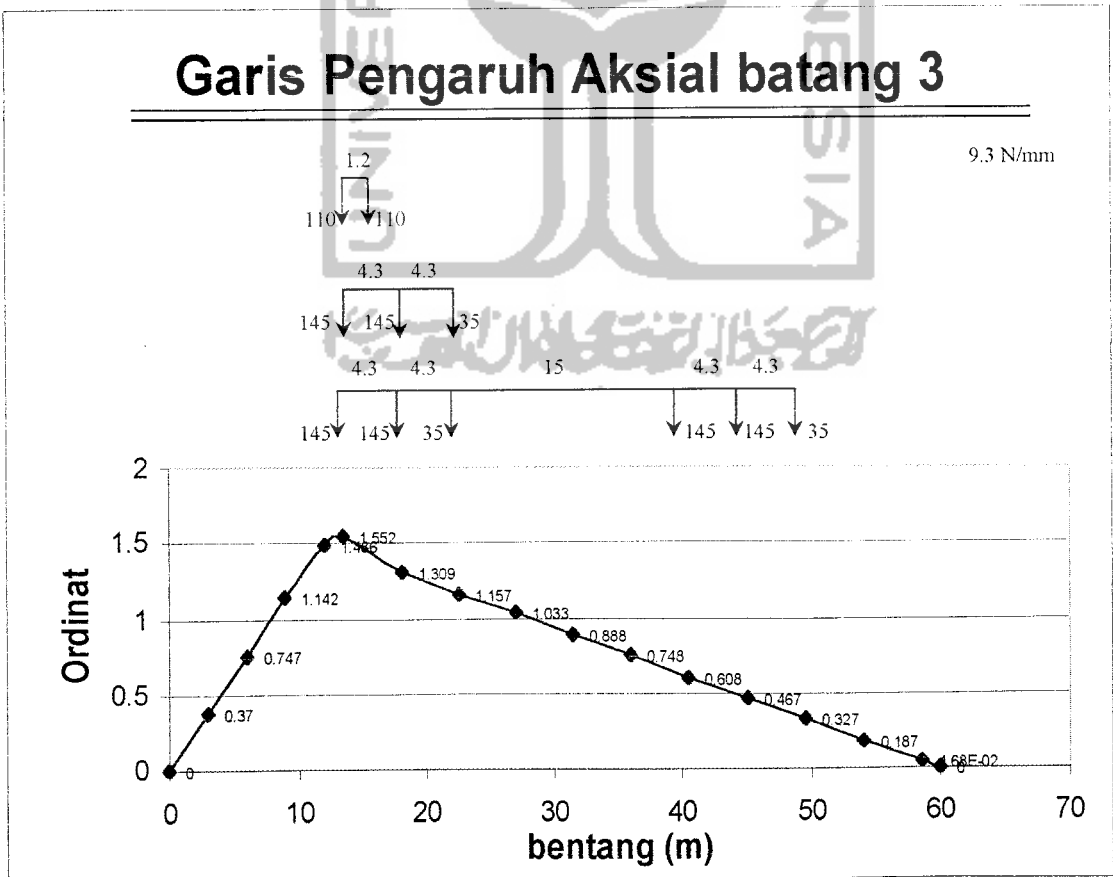


Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg (KN)	Batang	Pengaruh beban	Yi	Ordinat	beban(KN)	G.Btg(KN)
1	Tendem	Y1	1.333	110	146.63	2	Tendem	Y1	1.462	110	160.82
		Y2	1.327	110	145.97			Y2	1.454	110	159.94
				<b>Total</b>	<b>292.6</b>					<b>Total</b>	<b>320.76</b>
Truck		Y1	1.333	145	193.285	Truck		Y1	1.462	145	211.99
		Y3	1.216	145	176.32			Y3	1.373	145	199.085
		Y4	1.097	35	38.395			Y4	1.068	35	37.38
			<b>Total</b>		<b>408</b>				<b>Total</b>		<b>448.455</b>
Axle lane		Y1	1.333	145	193.285	Axle Lane		Y1	1.462	145	211.99
		Y3	1.216	145	176.32			Y3	1.373	145	199.085
		Y4	1.097	35	38.395			Y4	1.068	35	37.38
		Y5	0.704	145	102.08			Y5	0.726	145	105.27
		Y6	0.601	145	87.145			Y6	0.613	145	88.885
		Y7	0.497	35	17.395			Y7	0.498	35	17.43
			<b>Total</b>		<b>614.62</b>				<b>Total</b>		<b>660.04</b>
Merata	Luasan	Luas	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)	Merata	Luasan	Luas	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)
		1	34.991	9.3	325.4163			1	38.3777	9.3	356.9126
		2	4.9875	9.3	46.38375			2	5.4825	9.3	50.98725
			<b>Total</b>		<b>371.80005</b>				<b>Total</b>		<b>407.8999</b>

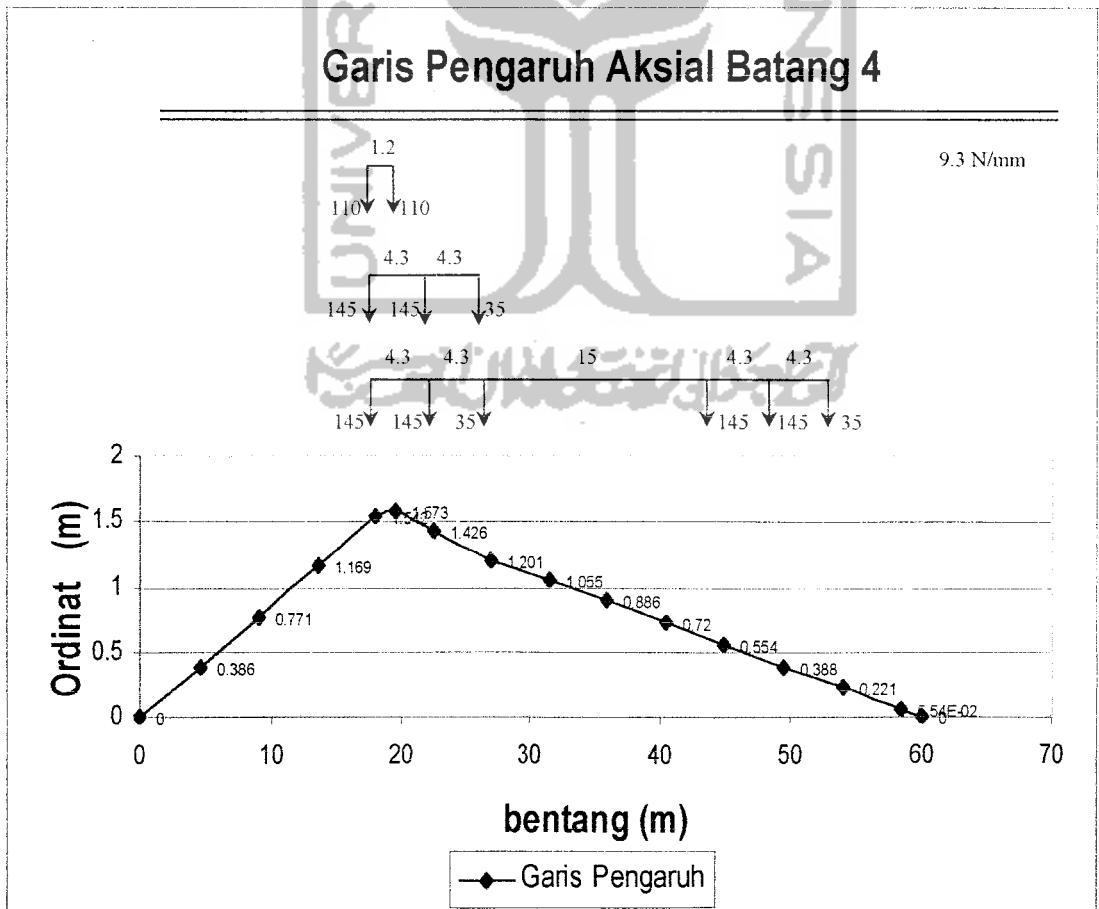
**Tabel 5.12 Garis Pengaruh Aksial Pada Batang 3**

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	3	3	0.37
2	0	6	0.747
2	3	9	1.142
3	0	12	1.486
3	1.5	13.5	1.552
4	0	18	1.309
4	4.5	22.5	1.157
5	3	27	1.033
6	4.5	31.5	0.888
7	6	36	0.748
7	1.5	40.5	0.608
8	3	45	0.467
9	4.5	49.5	0.327
10	6	54	0.187
10	1.5	58.5	4.68E-02
10	0	60	0



**Tabel.5.13 Garis Pengaruh Aksial Pada Batang 4**

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	0.386
2	3	9	0.771
3	1.5	13.5	1.169
4	0	18	1.542
4	1.5	19.5	1.573
4	4.5	22.5	1.426
5	3	27	1.201
6	4.5	31.5	1.055
7	6	36	0.886
7	1.5	40.5	0.72
8	3	45	0.554
9	4.5	49.5	0.388
10	6	54	0.221
10	1.5	58.5	5.54E-02
10	0	60	0



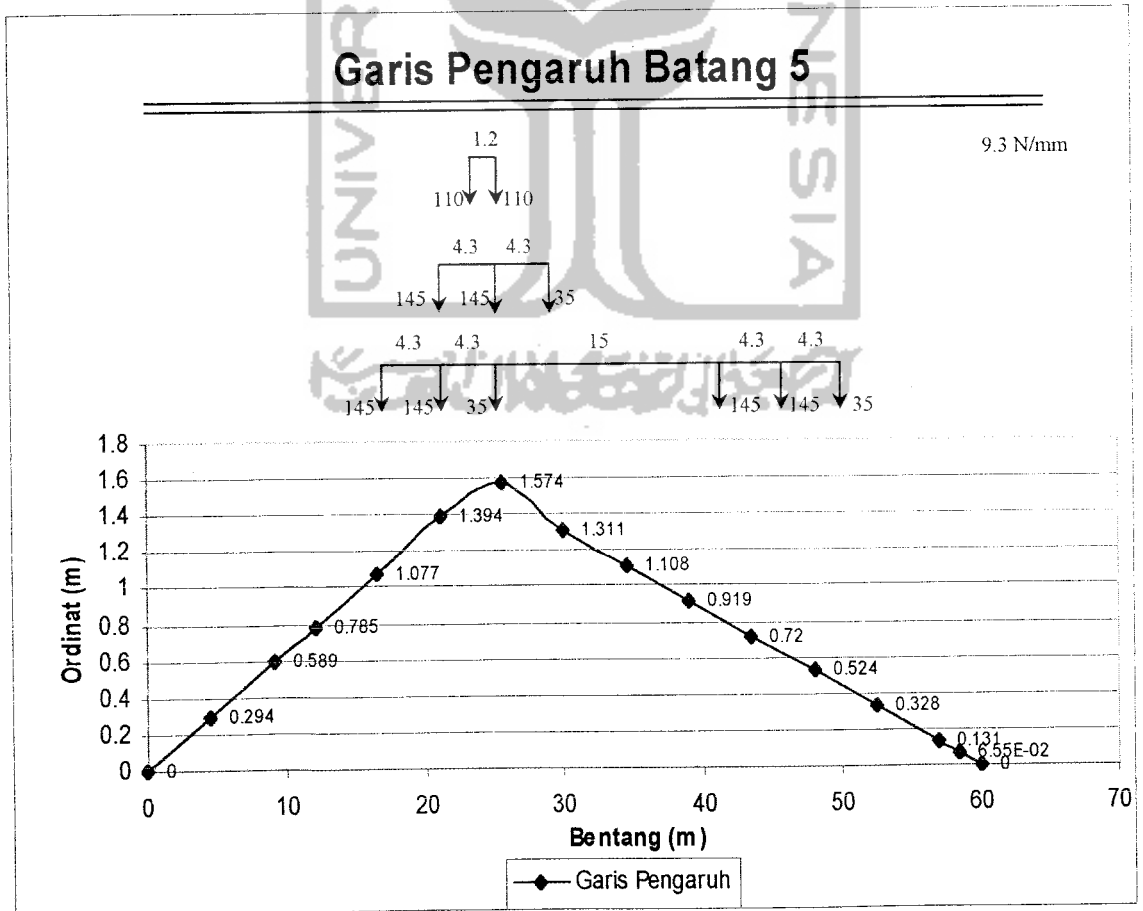
Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)	Batang	Pengaruh beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)
3	Tendem	Y1	1.493	110	164.23	4	Tendem	Y2	1.551	110	170.61
		Y2	1.552	110	170.72			Y3	1.573	110	173.03
				<b>Total</b>	<b>334.95</b>					<b>Total</b>	<b>343.64</b>
	Truck	Y2	1.552	145	225.04		Truck	Y1	1.352	145	196.04
		Y3	1.324	145	191.98			Y3	1.573	145	228.085
		Y4	1.164	35	40.74			Y4	1.346	35	47.11
				<b>Total</b>	<b>457.76</b>					<b>Total</b>	<b>471.235</b>
	Axle Lane	Y2	1.552	145	225.04		Axle Lane	Y1	1.352	145	196.04
		Y3	1.324	145	191.98			Y3	1.573	145	228.085
		Y4	1.164	35	57.4			Y4	1.346	35	47.11
		Y5	0.715	145	103.675			Y5	0.783	145	113.535
		Y6	0.583	145	84.535			Y6	0.626	145	90.77
		Y7	0.438	35	15.33			Y7	0.463	35	16.205
				<b>Total</b>	<b>677.96</b>					<b>Total</b>	<b>691.745</b>
	Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)		Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)
		1	36.084	9.3	335.5812			1	31.8532	9.3	296.2348
		2	10.476	9.3	97.4268			2	15.336	9.3	142.6248
				<b>Total</b>	<b>433.008</b>					<b>Total</b>	<b>438.8596</b>



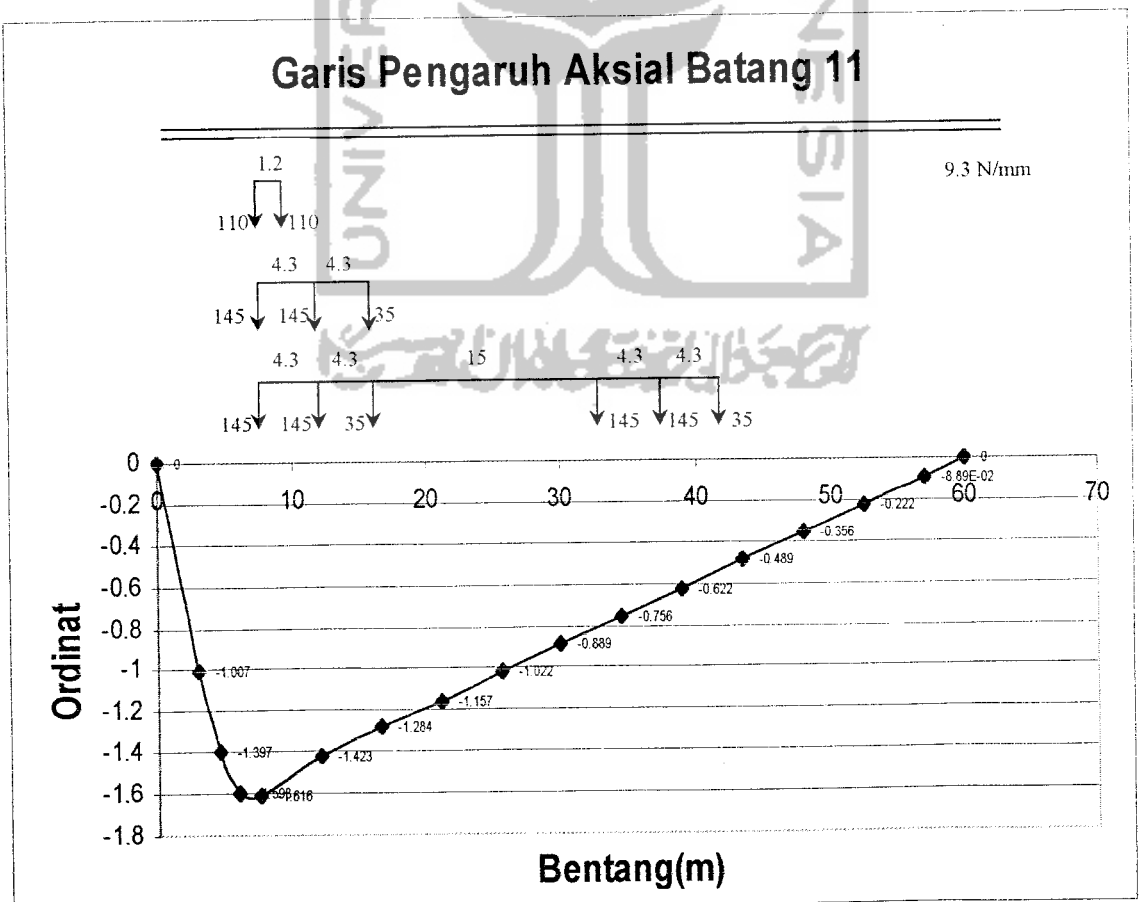
**Tabel 5.14 Garis Pengaruh Aksial Batang 5**

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	0.294
2	3	9	0.589
3	0	12	0.785
3	4.5	16.5	1.077
4	3	21	1.394
5	1.5	25.5	1.574
6	6	30	1.311
6	1.5	34.5	1.108
7	3	39	0.919
8	4.5	43.5	0.72
9	6	48	0.524
9	1.5	52.5	0.328
10	3	57	0.131
10	1.5	58.5	6.55E-02
10	0	60	0



**Tabel 5.15 Garis Pengaruh Aksial Batang 11**

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	3	3	-1.007
1	4.5	4.5	-1.397
2	0	6	-1.593
2	1.5	7.5	-1.616
3	0	12	-1.423
3	4.5	16.5	-1.284
4	3	21	-1.157
5	1.5	25.5	-1.022
6	6	30	-0.889
6	1.5	34.5	-0.756
7	3	39	-0.622
8	4.5	43.5	-0.489
9	6	48	-0.356
9	1.5	52.5	-0.222
10	3	57	-8.89E-02
10	0	60	0

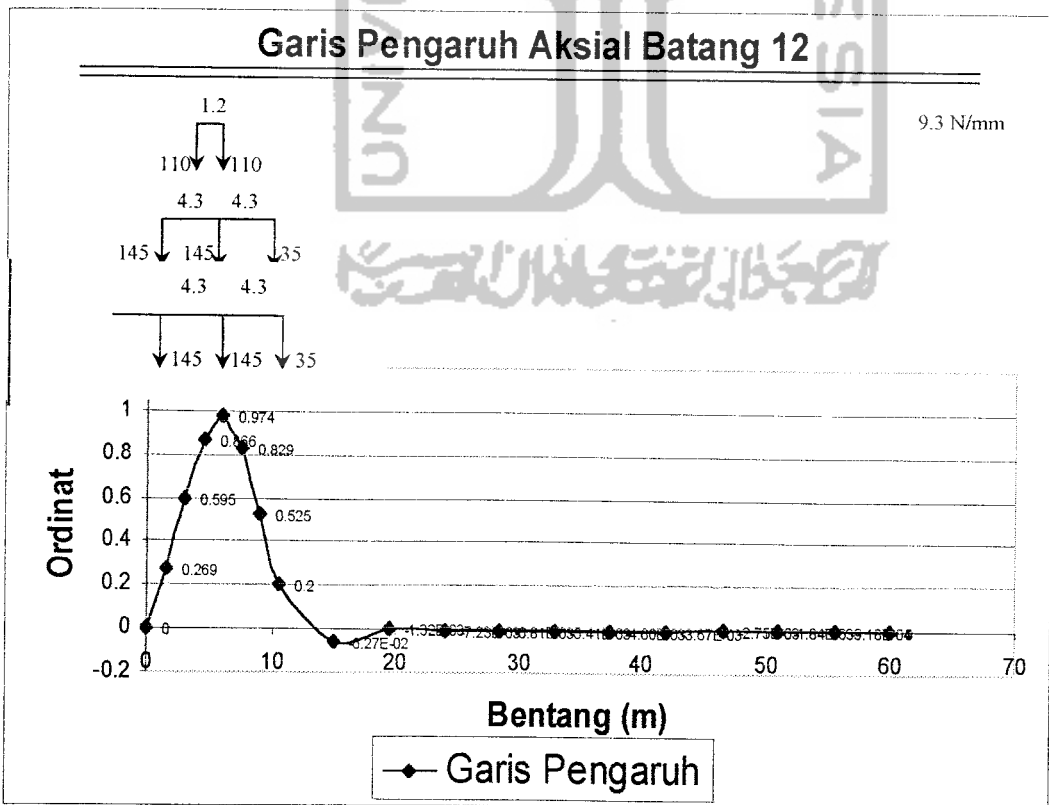


Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)	Batang	Pengaruh beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)
5	Tendem	Y3	1.568	110	172.48	11	Tendem	Y2	-1.597	110	-175.67
		Y4	1.574	110	173.14			Y3	-1.616	110	-177.76
				<b>Total</b>	<b>345.62</b>				<b>Total</b>		<b>-353.43</b>
	Truck	Y1	1.103	145	159.935		Truck	Y1	-1.103	145	-159.935
		Y2	1.421	145	206.045			Y3	-1.616	145	-234.32
		Y4	1.574	35	55.09			Y4	-1.442	35	-50.47
				<b>Total</b>	<b>421.07</b>				<b>Total</b>		<b>-444.725</b>
	Axle Lane	Y1	1.103	145	159.935		Axle Lane	Y1	-1.103	145	-159.935
		Y2	1.421	145	206.045			Y3	-1.616	145	-234.32
		Y4	1.574	35	55.09			Y4	-1.442	35	-50.47
		Y5	0.852	145	123.54			Y5	-0.993	145	-143.985
		Y6	0.683	145	99.035			Y6	-0.858	145	-124.41
		Y7	0.486	35	17.01			Y7	-0.732	35	-25.62
				<b>Total</b>	<b>660.655</b>				<b>Total</b>		<b>-738.74</b>
	Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)		Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)
		1	27.1515	9.3	252.509			1	-42.42	9.3	-394.506
		2	20.0685	9.3	186.6371			2	-6.06	9.3	-56.358
				<b>Total</b>	<b>439.146</b>				<b>Total</b>		<b>-450.864</b>

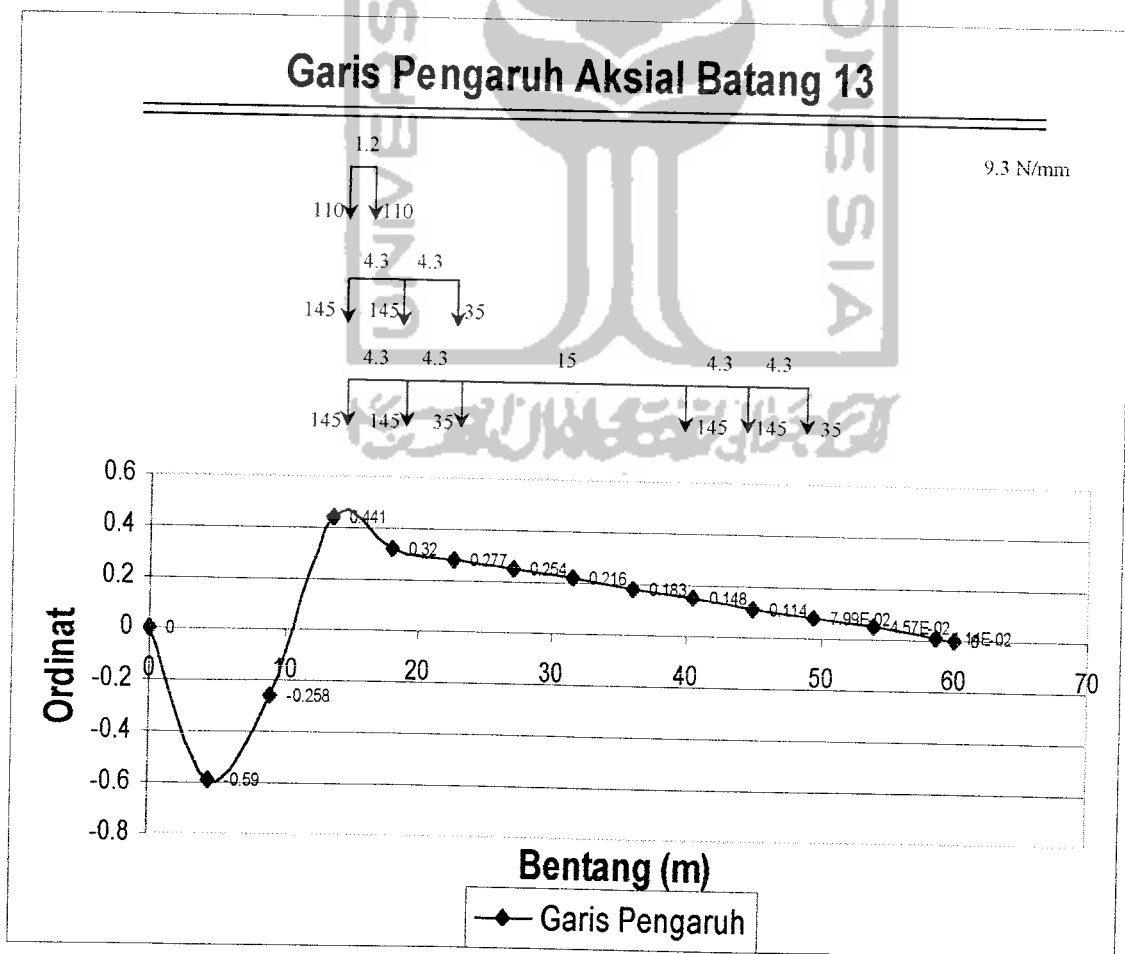
Tabel.5.16 Garis Pengaruh Aksial Batang 12

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	1.5	1.5	0.269
1	3	3	0.595
1	4.5	4.5	0.866
1	6	6	0.974
2	0	6	0.974
2	1.5	7.5	0.829
2	3	9	0.525
2	4.5	10.5	0.2
3	3	15	-6.27E-02
4	1.5	19.5	-1.32E-03
5	0	24	-7.23E-03
5	4.5	28.5	-6.81E-03
6	3	33	-5.41E-03
7	4.5	37.5	-4.60E-03
8	6	42	-3.67E-03
8	1.5	46.5	-2.75E-03
9	3	51	-1.84E-03
10	4.5	55.5	-9.18E-04
10	0	60	0



Tabel.5.17. Garis Pengaruh Aksial Batang 13

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.59
2	3	9	-0.258
3	1.5	13.5	0.441
4	0	18	0.32
4	4.5	22.5	0.277
5	3	27	0.254
6	4.5	31.5	0.216
7	6	36	0.183
7	1.5	40.5	0.148
8	3	45	0.114
9	4.5	49.5	7.99E-02
10	6	54	4.57E-02
10	1.5	58.5	1.14E-02
10	0	60	0

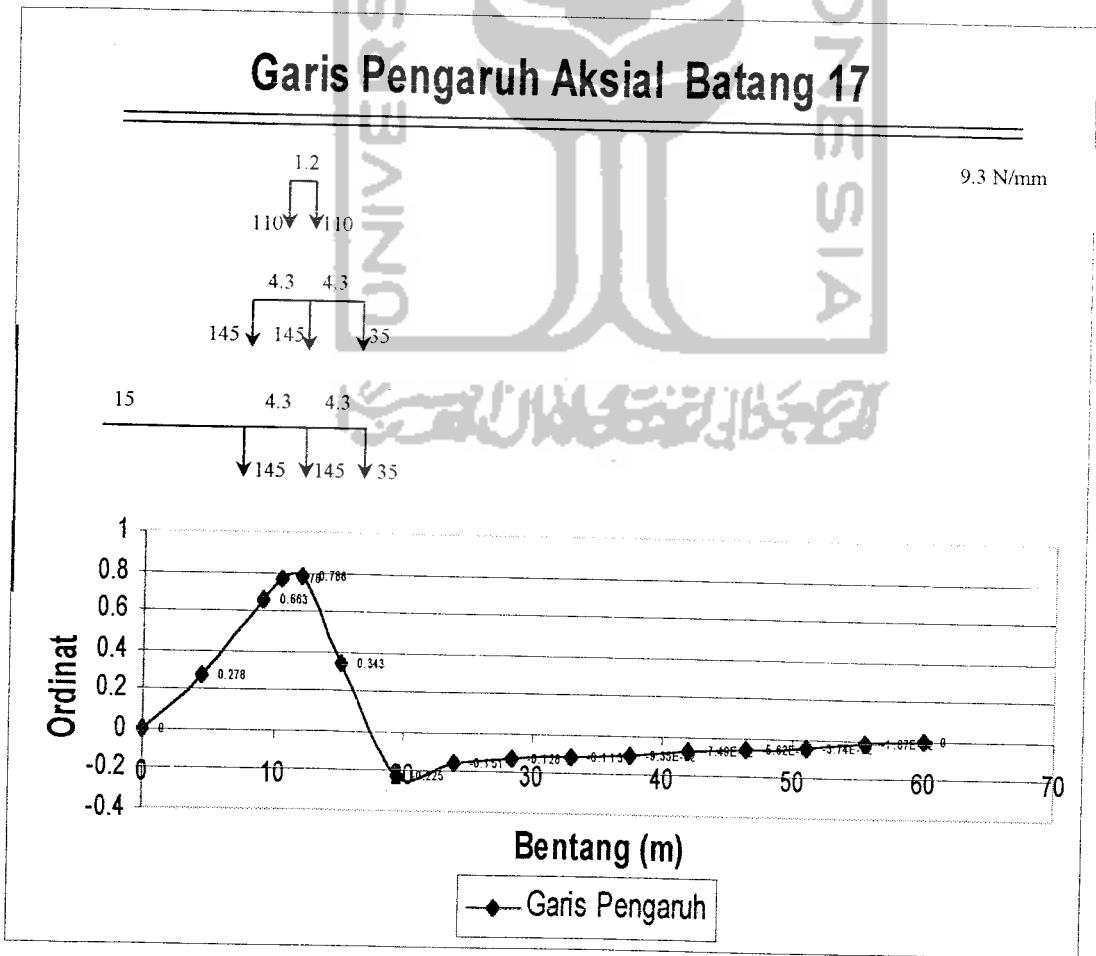


Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G. Btg(KN)	Batang	Pengaruh beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G. Btg(KN)
12	Tendem	Y2	0.894	110	98.34	13	Tendem	Y1	0.421	110	46.31
		Y3	0.974	110	107.14			Y2	0.441	110	48.51
				<b>Total</b>	<b>205.48</b>				<b>Total</b>		<b>94.82</b>
	Truck	Y1	0.357	145	51.765		Truck	Y2	0.441	145	63.945
		Y3	0.974	145	141.23			Y3	0.315	145	45.675
		Y4	0.245	35	8.575			Y4	0.2276	35	7.966
				<b>Total</b>	<b>201.57</b>			Y5	0.1732	145	25.114
	Axle Line	Y1	0.357	145	51.765		Axle Lane	Y6	0.1396	145	20.242
		Y3	0.974	145	141.23			Y7	0.1125	35	3.9375
		Y4	0.245	35	8.575			<b>Total</b>	<b>Total</b>	<b>166.8795</b>	
		Y5	0	145	0			luas	luas	q(KN/m)	G. btg(KN)
		Y6	0	145	0			1	10.2532	9.3	95.35476
		Y7	0	35	0			2	2.2889	9.3	21.28677
				<b>Total</b>	<b>201.57</b>				<b>Total</b>	<b>48.46137</b>	
	Merata	luas	luas	q(KN/m)	G. Btg(KN)		Merata				
		1	2.922	9.3	27.1746						
		2	2.2889	9.3	21.28677						
				<b>Total</b>	<b>48.46137</b>						

Tabel.5.18 Garis Pengaruh Aksial Batang 17

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	0.278
2	3	9	0.663
2	4.5	10.5	0.76
3	0	12	0.786
3	3	15	0.343
4	1.5	19.5	-0.225
5	0	24	-0.151
5	4.5	28.5	-0.128
6	3	33	-0.113
7	4.5	37.5	-9.35E-02
8	6	42	-7.49E-02
8	1.5	46.5	-5.62E-02
9	3	51	-3.74E-02
10	4.5	55.5	-1.87E-02
10	0	60	0



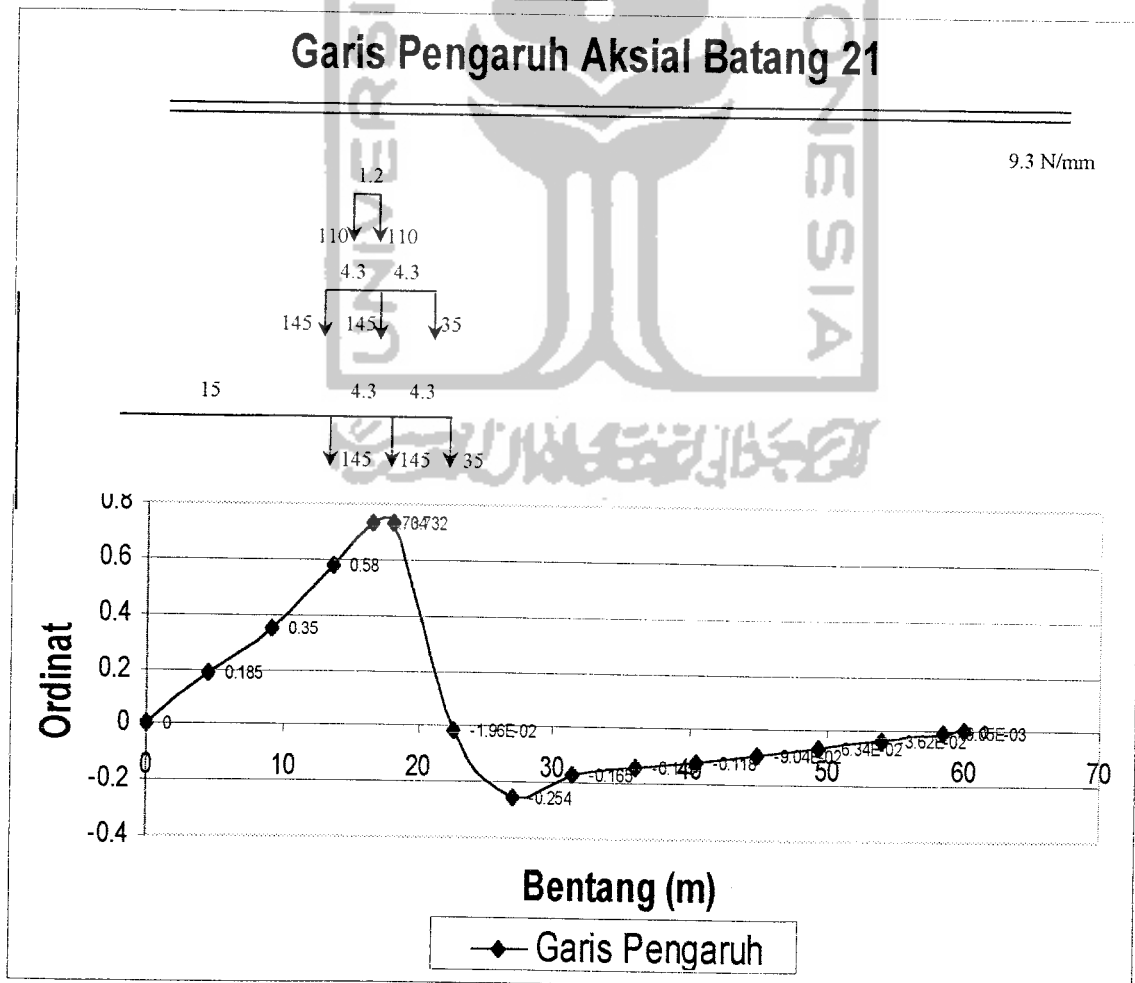
Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)	Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)
17	Tendem	Y1	0.786	140	86.46	17	Tendem	Y1	-0.225	140	-24.75
		Y2	0.7652	110	84.172			Y2	-0.2194	110	-24.134
(+)				<b>Total</b>	<b>170.632</b>	(-)				<b>Total</b>	<b>-48.884</b>
	Truck	Y1	0.786	145	113.97		Truck	Y1	-0.225	145	-32.625
		Y3	0.546	145	79.17			Y3	-0.15527	145	-22.5142
		Y4	0.2091	35	7.3185			Y4	-0.12853	35	-4.49869
				<b>Total</b>	<b>200.4585</b>					<b>Total</b>	<b>-59.6378</b>
	Axle Lane	Y1	0.786	145	113.97		Axle Lane	Y1	-0.225	145	-32.625
		Y3	0.546	145	79.17			Y3	-0.15527	145	-22.5142
		Y4	0.2091	35	7.3185			Y4	-0.12853	35	-4.49866
		Y5	0	145	0			Y5	-0.07032	145	-10.1961
		Y6	0	145	0			Y6	-0.05242	145	-7.6009
		Y7	0	35	0			Y7	-0.03453	35	-1.20848
				<b>Total</b>	<b>200.4585</b>					<b>Total</b>	<b>-78.6433</b>
	Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)		Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)
		1	4.716	9.3	43.8588			1	-4.556	9.3	-42.3708
		2	1.4934	9.3	13.88862			2	-0.357	9.3	-3.3201
				<b>Total</b>	<b>57.74742</b>				<b>Total</b>	<b>-45.6909</b>	



Tabel 5.20. Garis Pengaruh Aksial Batang Batang 21

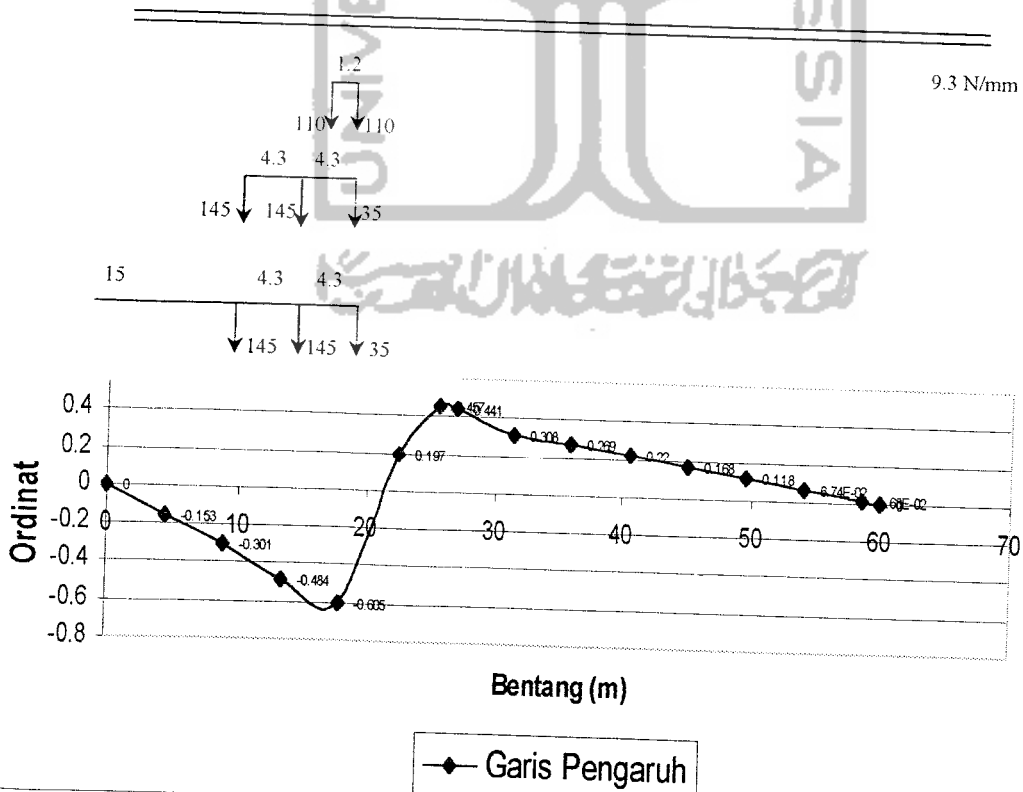
FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	0.185
2	3	9	0.35
3	1.5	13.5	0.58
3	4.5	16.5	0.734
4	0	18	0.732
4	4.5	22.5	-1.96E-02
5	3	27	-0.254
6	4.5	31.5	-0.165
7	6	36	-0.145
7	1.5	40.5	-0.118
8	3	45	-9.04E-02
9	4.5	49.5	-6.34E-02
10	6	54	-3.62E-02
10	1.5	58.5	-9.05E-03
10	0	60	0



Tabel 5.21. Garis Pengaruh Aksial Batang 22

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.153
2	3	9	-0.301
3	1.5	13.5	-0.484
4	0	18	-0.605
4	4.5	22.5	0.197
5	1.5	25.5	0.457
5	3	27	0.441
6	4.5	31.5	0.308
7	6	36	0.269
7	1.5	40.5	0.22
8	3	45	0.168
9	4.5	49.5	0.118
10	6	54	6.74E-02
10	1.5	58.5	1.68E-02
10	0	60	0

Garis Pengaruh Aksial Batang 22

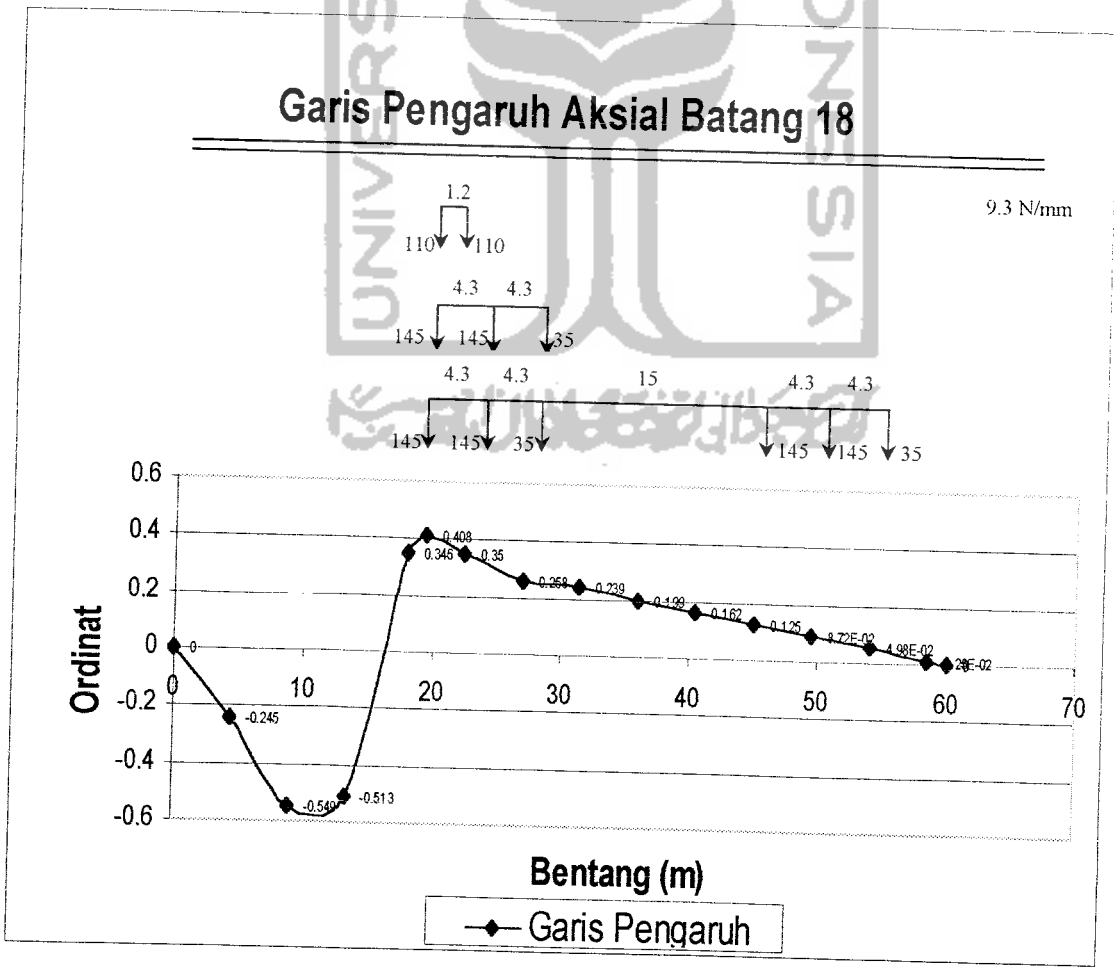


Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)	Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)
21	Tandem	Y1	0.734	110	80.74	22	Tandem	Y1	0.457	110	50.27
		Y2	0.681	110	74.91			Y2	0.4485	110	49.335
	Truck	Y1	0.734	145	155.65		Truck	Y1	0.457	145	66.265
		Y3	0.503	145	106.43			Y3	0.3425	145	49.6625
		Y4	0.302	35	10.57			Y4	0.2835	35	9.9225
		<b>Total</b>		<b>189.935</b>				<b>Total</b>		<b>35</b>	<b>9.9225</b>
	Axle Lane	Y1	0.734	145	106.43		Axle Lane	Y1	0.457	145	66.265
		Y3	0.503	145	72.935			Y3	0.3425	145	49.6625
		Y4	0.302	35	10.57			Y4	0.2835	35	9.9225
		Y5	0	145	0			Y5	0.1285	145	18.6325
		Y6	0	145	0			Y6	0.0681	145	9.8745
		Y7	0	35	0			Y7	0.0331	35	1.15675
		<b>Total</b>		<b>189.935</b>				<b>Total</b>		<b>155.5138</b>	
	Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)		Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)
		1	6.055	9.3	56.3115			1	7.8833	9.3	73.31423
		2	1.101	9.3	10.2393			2	0.868	9.3	8.0724
		<b>Total</b>		<b>66.5508</b>				<b>Total</b>		<b>81.38663</b>	

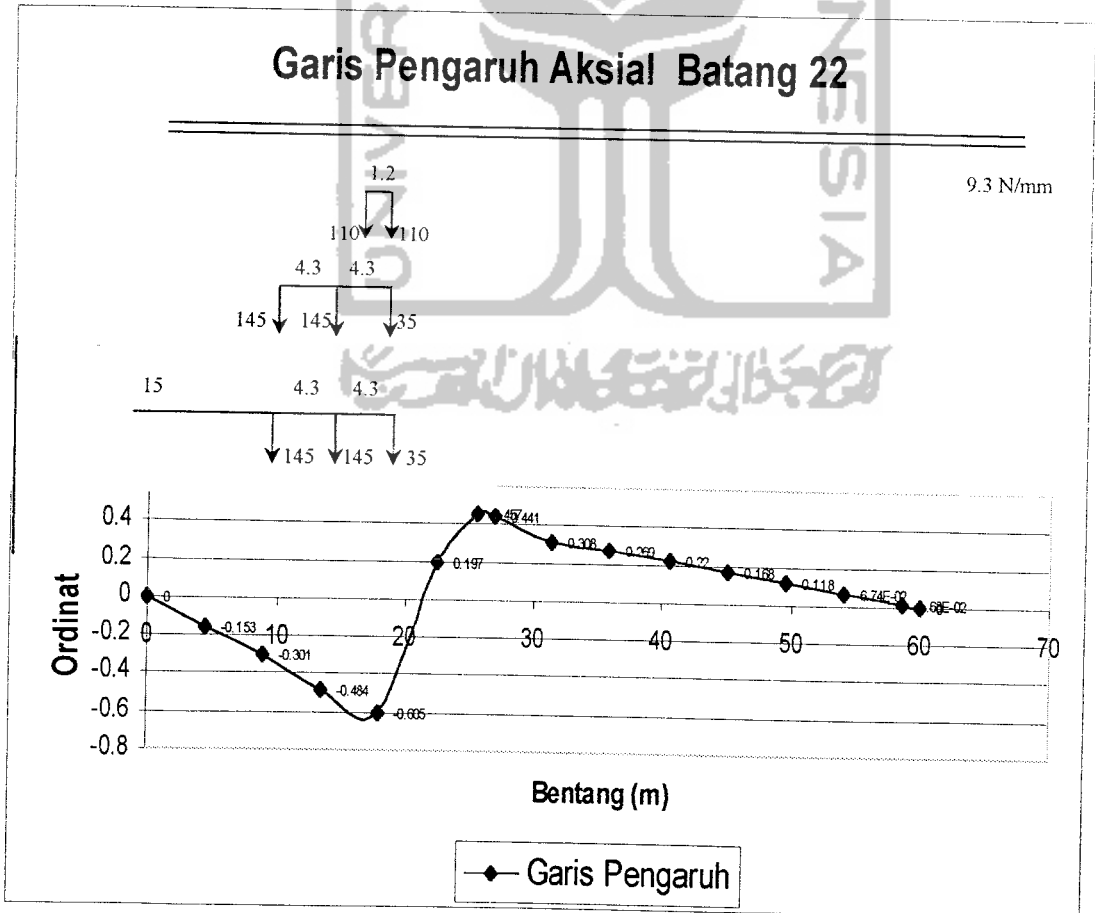
**Tabel 5.19 Garis Pengaruh Aksial Batang 18**

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.245
2	3	9	-0.549
3	1.5	13.5	-0.513
4	0	18	0.346
4	1.5	19.5	0.408
4	4.5	22.5	0.35
5	3	27	0.258
6	4.5	31.5	0.239
7	6	36	0.199
7	1.5	40.5	0.162
8	3	45	0.125
9	4.5	49.5	8.72E-02
10	6	54	4.98E-02
10	1.5	58.5	1.25E-02
10	0	60	0



**Tabel 5.22. Garis Pengaruh Aksial Batang 22**

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.153
2	3	9	-0.301
3	1.5	13.5	-0.484
4	0	18	-0.605
4	4.5	22.5	0.197
5	1.5	25.5	0.457
5	3	27	0.441
6	4.5	31.5	0.308
7	6	36	0.269
7	1.5	40.5	0.22
8	3	45	0.168
9	4.5	49.5	0.118
10	6	54	6.74E-02
10	1.5	58.5	1.68E-02
10	0	60	0

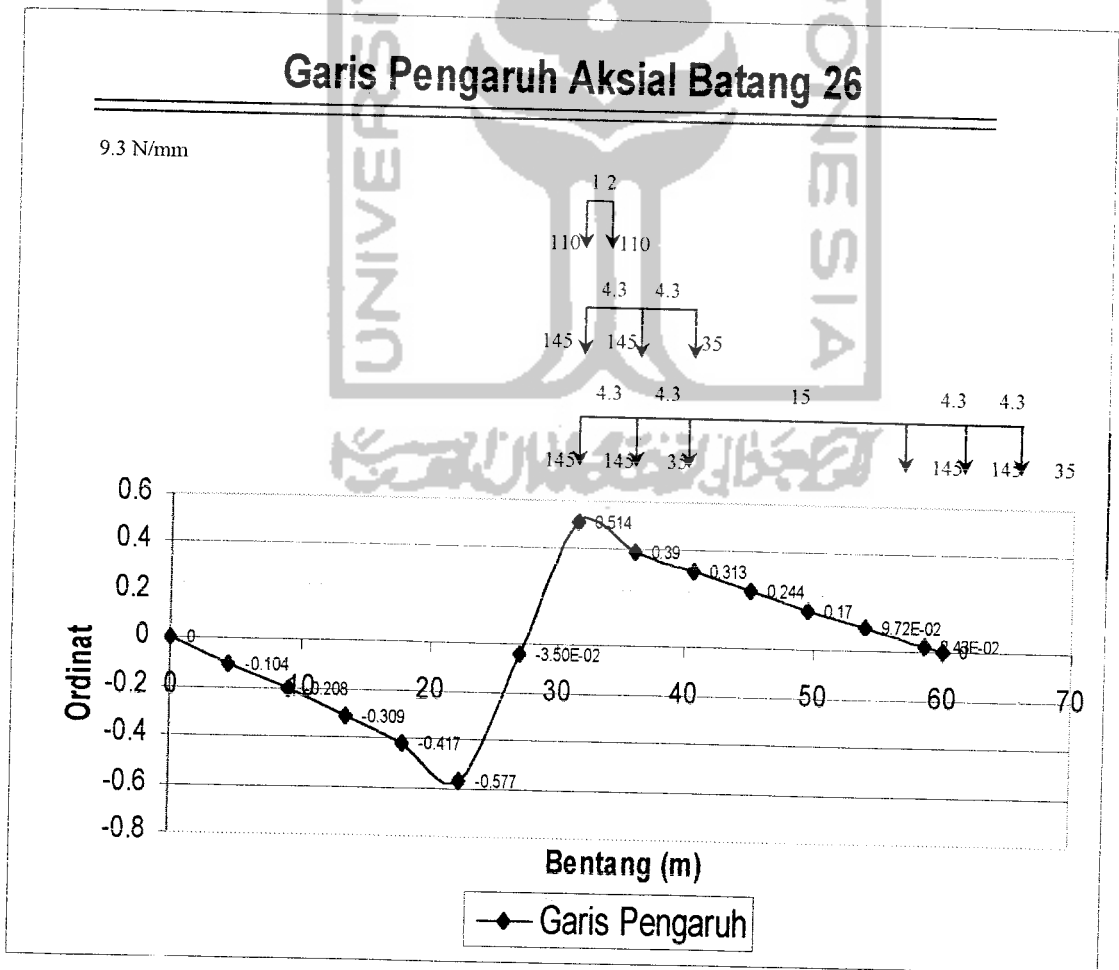


Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh Beban	Y1	Ordinat	Beban(KN)	G. Btg(KN)	Batang	Pengaruh Beban	Y1	Ordinat	Beban(KN)	G. Btg(KN)
18	Tendem	Y1	0.408	110	44.88	25	Tendem	Y1	0.677	110	74.47
		Y2	0.401	110	44.11			Y2	0.642	110	70.62
				<b>Total</b>	<b>88.99</b>					<b>Total</b>	<b>145.09</b>
	Truck	Y1	0.408	145	59.16	Truck	Y1	0.677	145	98.165	
		Y3	0.342	145	49.59		Y3	0.501	145	72.645	
		Y4	0.2552	35	8.932		Y4	0.3715	35	13.0025	
				<b>Total</b>	<b>117.682</b>				<b>Total</b>	<b>183.8125</b>	
	Axle Lane	Y1	0.408	145	59.16	Axle Lane	Y1	0.677	145	98.165	
		Y3	0.342	145	49.59		Y3	0.501	145	72.645	
		Y4	0.2552	35	8.932		Y4	0.3715	35	13.0025	
		Y5	0.141	145	20.445		Y5	0	145	0	
		Y6	0.0986	145	14.297		Y6	0	145	0	
		Y7	0.0758	35	2.653		Y7	0	35	0	
				<b>Total</b>	<b>155.077</b>				<b>Total</b>	<b>183.8125</b>	
	Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G. Btg(KN)	Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G. Btg(KN)	
			1	8.263	9.3			76.8459	1	7.616	9.3
			2	0.7752	9.3	7.20936		2	1.92945	9.3	17.94389
				<b>Total</b>	<b>84.05526</b>			<b>Total</b>	<b>88.77269</b>		

Tabel 5.23. Garis Pengaruh Aksial Batang 26

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.104
2	3	9	-0.208
3	1.5	13.5	-0.309
4	0	18	-0.417
4	4.5	22.5	-0.577
5	3	27	-3.50E-02
6	4.5	31.5	0.514
7	6	36	0.39
7	1.5	40.5	0.313
8	3	45	0.244
9	4.5	49.5	0.17
10	6	54	9.72E-02
10	1.5	58.5	2.43E-02
10	0	60	0



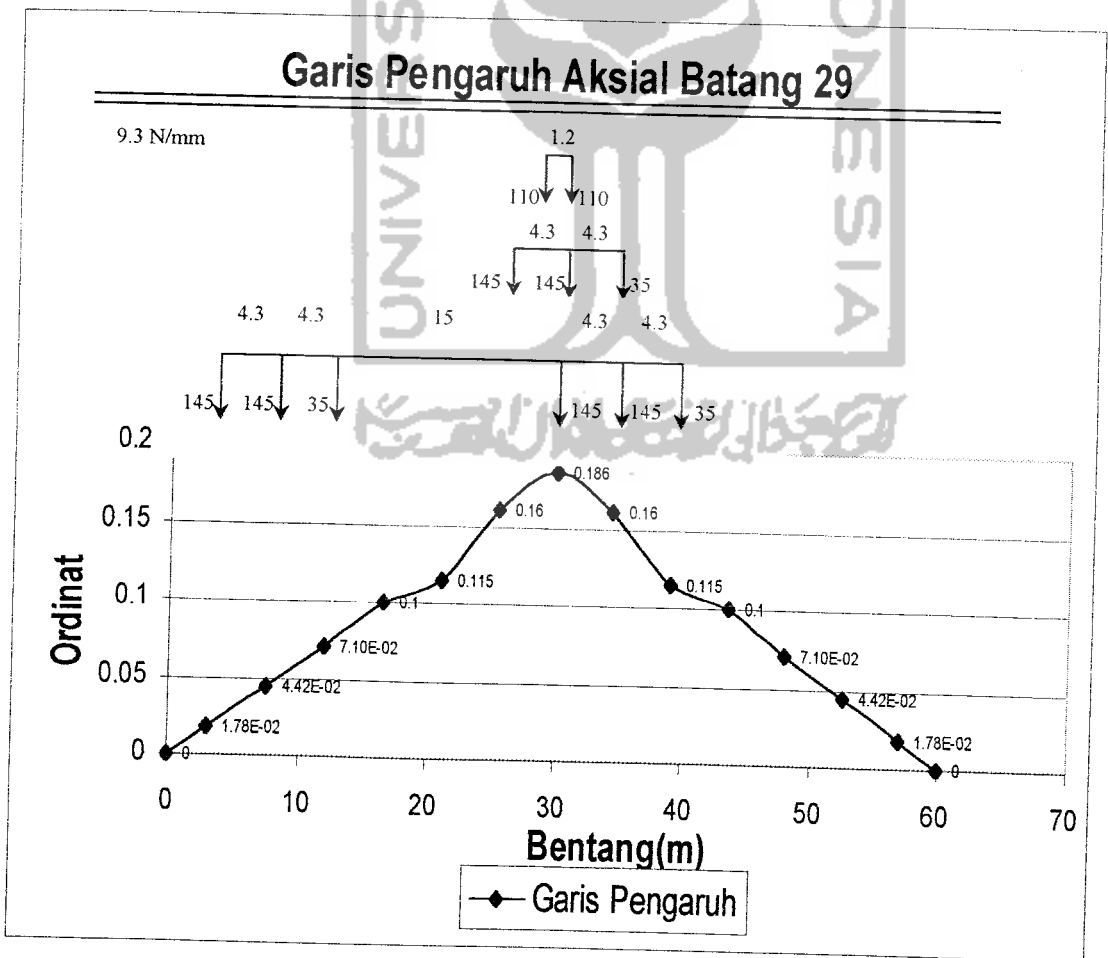
Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Big(KN)	Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Big(KN)
26	Tendem	Y1	0.514	110	56.54	26	Tendem	Y1	-0.577	110	-63.47
		Y2	0.4985	110	54.835			Y2	-0.5485	110	-60.335
			<b>Total</b>	<b>111.375</b>					<b>Total</b>	<b>-123.805</b>	
(+) Truck	Truck	Y1	0.514	145	74.53	(-)	Truck	Y1	-0.577	145	-83.665
		Y3	0.4033	145	58.4785			Y3	-0.421	145	-61.045
		Y4	0.3225	35	11.2875			Y4	-0.3182	35	-11.137
			<b>Total</b>	<b>144.296</b>				<b>Total</b>	<b>-155.847</b>		
Axle Lane	Axle Lane	Y1	0.514	145	74.53	Axle Lane	Axle Lane	Y1	-0.577	145	-83.665
		Y3	0.4033	145	58.4785			Y3	-0.421	145	-61.045
		Y4	0.3225	35	11.2875			Y4	-0.3182	35	-11.137
		Y5	0.07435	145	10.78075			Y5	0	145	0
		Y6	0.01864	145	2.7028			Y6	0	145	0
		Y7	0	35	0			Y7	0	35	0
			<b>Total</b>	<b>157.7796</b>				<b>Total</b>	<b>-155.847</b>		
Merata	Merata	Luasan Luas	q(KN/m)	G.Big(KN)	Merata	Luasan Luas	q(KN/m)	G.Big(KN)			
		1	7.3245	9.3	68.11785			1	-6.49125	9.3	-60.3686
		2	1.09225	9.3	10.15793			2	-1.37038	9.3	-12.7445
			<b>Total</b>	<b>78.27578</b>			<b>Total</b>	<b>-73.1131</b>			



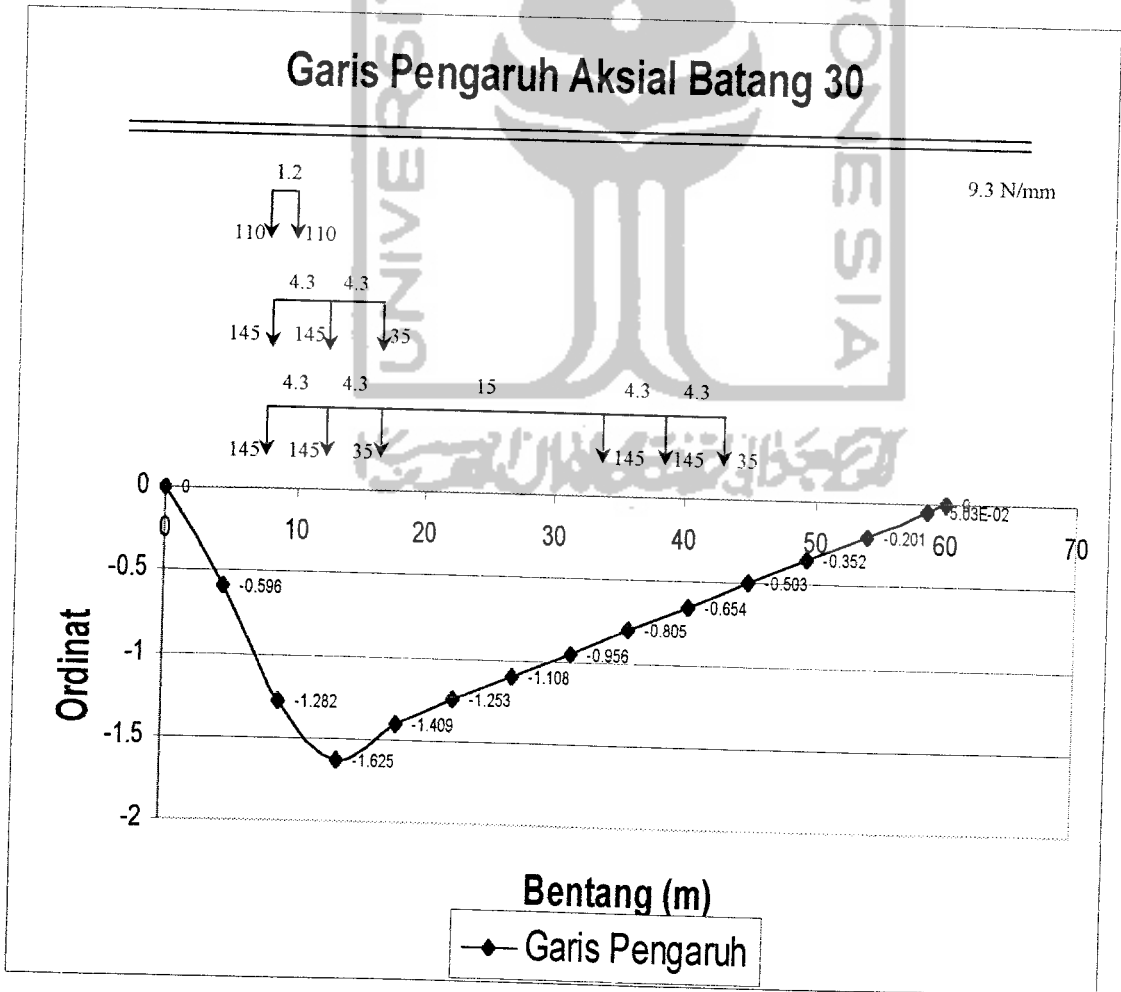
Tabel 5.24 Garis Pengaruh Aksial Batang 29

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	3	3	1.78E-02
2	1.5	7.5	4.42E-02
3	0	12	7.10E-02
3	4.5	16.5	0.1
4	3	21	0.115
5	1.5	25.5	0.16
6	6	30	0.186
6	1.5	34.5	0.16
7	3	39	0.115
8	4.5	43.5	0.1
8	0	48	7.10E-02
9	1.5	52.5	4.42E-02
10	3	57	1.78E-02
10	0	60	0



Tabel 5.25 Garis Pengaruh Aksial Batang 30

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.596
2	3	9	-1.282
3	1.5	13.5	-1.625
4	0	18	-1.409
4	4.5	22.5	-1.253
5	3	27	-1.108
6	4.5	31.5	-0.956
7	6	36	-0.805
7	1.5	40.5	-0.654
8	3	45	-0.503
9	4.5	49.5	-0.352
10	6	54	-0.201
10	1.5	58.5	-5.03E-02
10	0	60	0

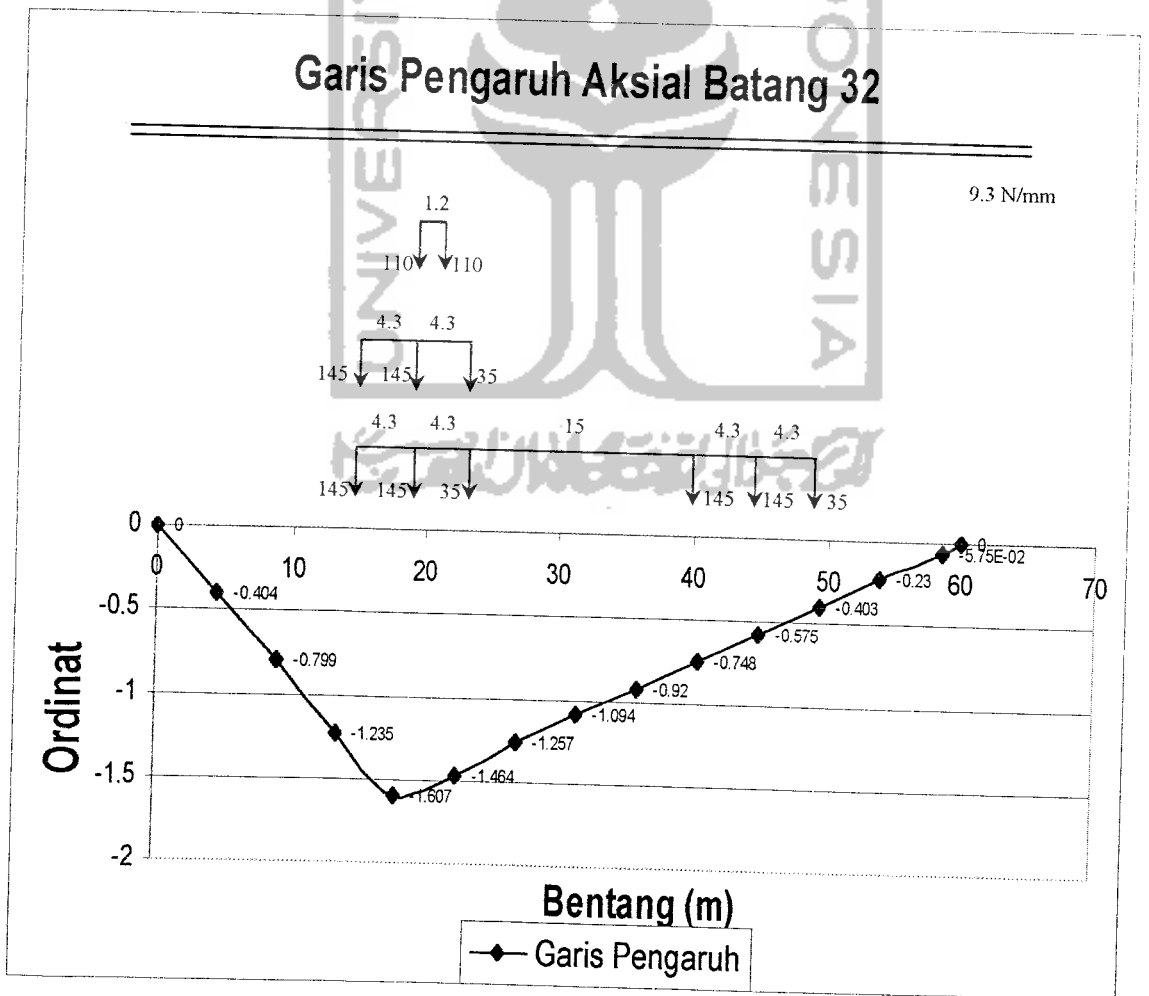


Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)	Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)
29	Tandem	Y3	0.186	110	20.46	30	Tandem	Y1	-1.625	110	-178.75
		Y2	0.1845	110	20.295			Y2	-1.60715	110	-176.787
				<b>Total</b>	<b>40.755</b>					<b>Total</b>	<b>-355.537</b>
Truck		Y1	0.16175	145	23.45375	Truck		Y1	-1.625	145	-235.625
		Y3	0.186	145	26.97			Y3	-1.415	145	-205.175
		Y4	0.16175	35	5.66125			Y4	-1.259	35	-44.065
				<b>Total</b>	<b>56.085</b>					<b>Total</b>	<b>-484.865</b>
Axle Lane		Y1	0.16175	145	23.45375	Axle Lane		Y1	-1.625	145	-235.625
		Y3	0.186	145	26.97			Y3	-1.415	145	-205.175
		Y4	0.16175	35	5.66125			Y4	-1.259	35	-44.065
		Y5	0.06187	145	8.97115			Y5	-0.7683	145	-111.404
		Y6	0.03635	145	5.27075			Y6	-0.624	145	-90.48
		Y7	0.00972	35	0.3402			Y7	-0.47964	35	-16.7874
				<b>Total</b>	<b>70.6671</b>					<b>Total</b>	<b>-703.536</b>
Merata	Luasan	1	2.79	9.3	25.947	Merata	Luasan	1	-37.7812	9.3	-351.365
		2	2.79	9.3	25.947			2	-10.9688	9.3	-102.009
				<b>Total</b>	<b>51.894</b>			<b>Total</b>		<b>-453.375</b>	

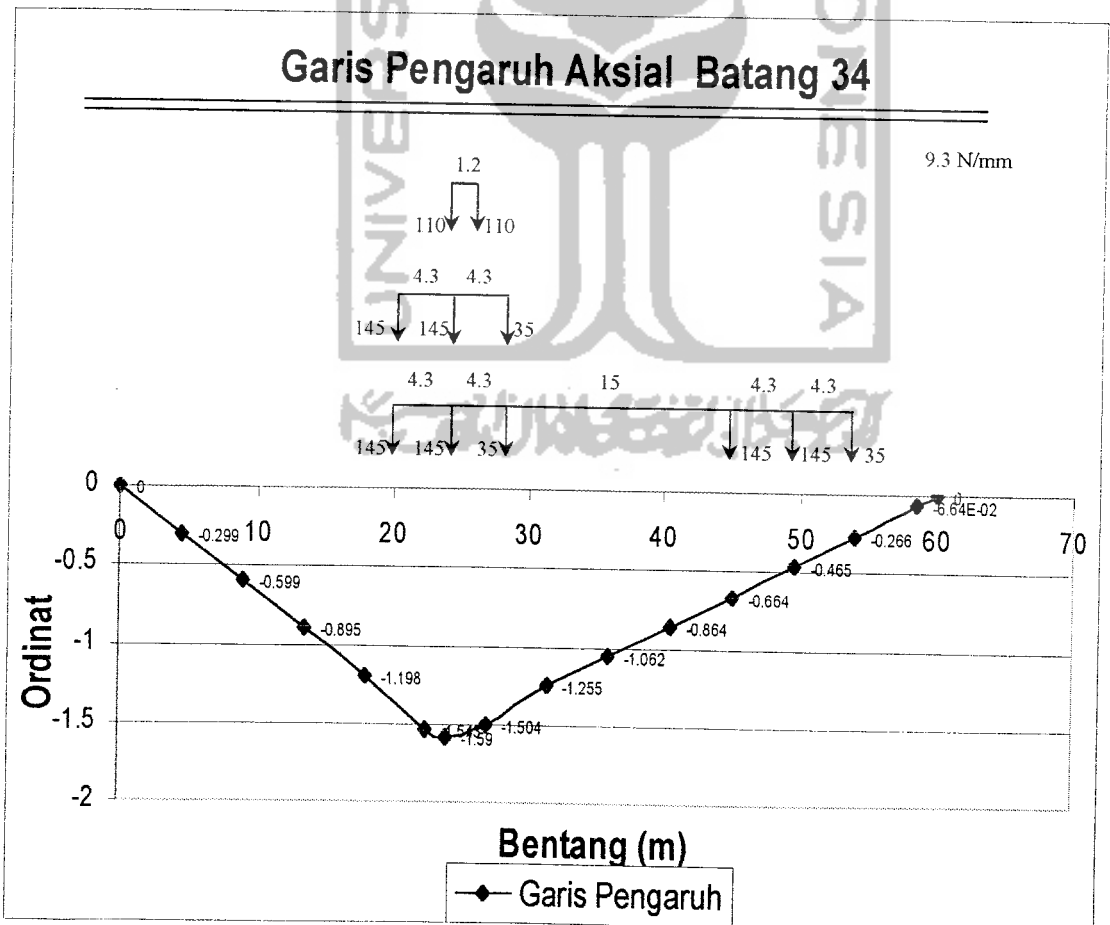
Tabel.5.26. Garis Pengaruh Aksial Batang 32

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.404
2	3	9	-0.799
3	1.5	13.5	-1.235
4	0	18	-1.607
4	4.5	22.5	-1.464
5	3	27	-1.257
6	4.5	31.5	-1.094
7	6	36	-0.92
7	1.5	40.5	-0.748
8	3	45	-0.575
9	4.5	49.5	-0.403
10	6	54	-0.23
10	1.5	58.5	-5.75E-02
10	0	60	0



Tabel.5.26 Garis Pengaruh Aksial Batang 34

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.299
2	3	9	-0.599
3	1.5	13.5	-0.895
4	0	18	-1.198
4	4.5	22.5	-1.543
5	0	24	-1.59
5	3	27	-1.504
6	4.5	31.5	-1.255
7	6	36	-1.062
7	1.5	40.5	-0.864
8	3	45	-0.664
9	4.5	49.5	-0.465
10	6	54	-0.266
10	1.5	58.5	-6.64E-02
10	0	60	0



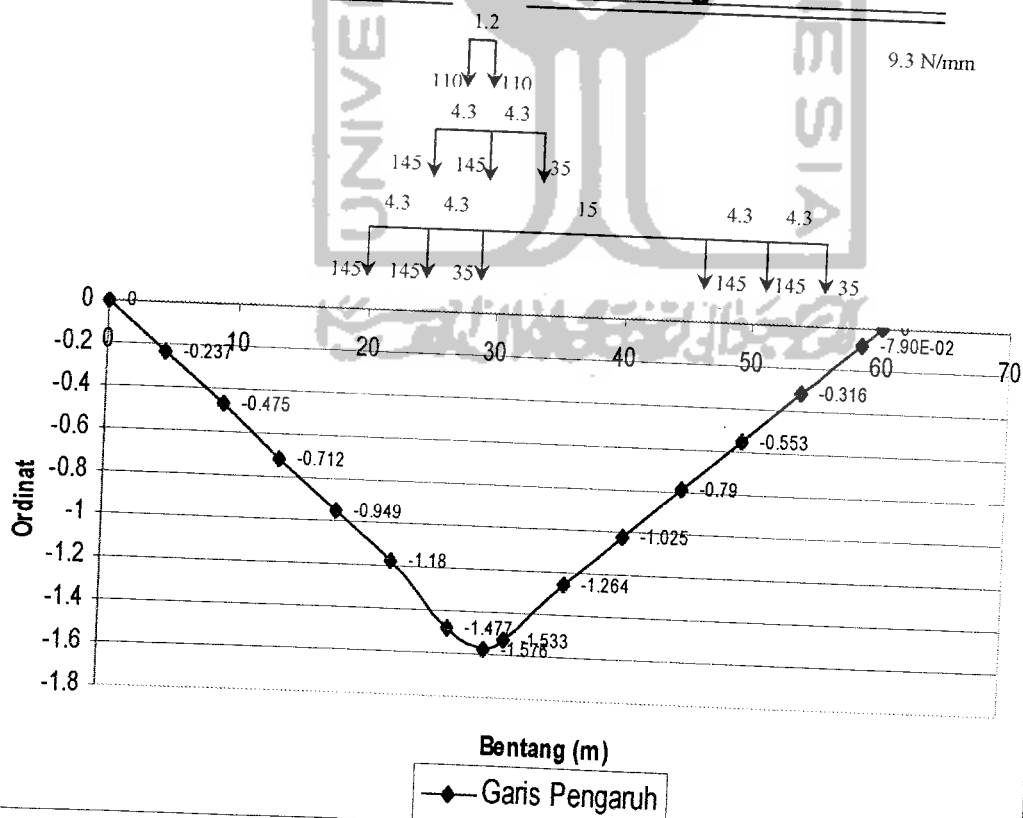
Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak ( Pembebanan AASHTO )

Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)	Batang	Pengaruh Beban	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)
32	Tendem	Y1	-1.607	110	-176.77	34	Tendem	Y1	-1.59	110	-174.9
		Y2	-1.6046	110	-176.506			Y2	-1.574	110	-173.14
				<b>Total</b>	<b>-353.276</b>				<b>Total</b>	<b>-348.04</b>	
	Truck	Y1	-1.607	145	-233.015		Truck	Y1	-1.59	145	-230.55
		Y3	-1.47506	145	-213.884			Y3	-1.4277	145	-207.017
		Y4	-1.2722	35	-44.527			Y4	-1.2066	35	-42.231
				<b>Total</b>	<b>-491.426</b>				<b>Total</b>	<b>-479.798</b>	
	Axle Lane	Y1	-1.607	145	-233.015		Axle Lane	Y1	-1.59	145	-230.55
		Y3	-1.47506	145	-213.884			Y3	-1.4277	145	-207.017
		Y4	-1.2722	35	-44.527			Y4	-1.2066	35	-42.231
		Y5	-0.70546	145	-102.292			Y5	-0.54886	145	-79.5847
		Y6	-0.50253	145	-72.8669			Y6	-0.3584	145	-51.968
		Y7	-0.37593	35	-13.1576			Y7	-0.1682	35	-5.887
				<b>Total</b>	<b>-679.742</b>				<b>Total</b>	<b>-617.237</b>	
	Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)		Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)
		1	-14.463	9.3	-134.506			1	-19.08	9.3	-177.444
		2	-33.747	9.3	-313.847			2	-28.62	9.3	-266.166
				<b>Total</b>	<b>-448.353</b>				<b>Total</b>	<b>-443.61</b>	

Tabel. 5.27 Garis Pengaruh Aksial Batang 36

FRAME	STATION	DISTANCE	VALUE
1	0	0	0
1	4.5	4.5	-0.237
2	3	9	-0.475
3	1.5	13.5	-0.712
4	0	18	-0.949
4	4.5	22.5	-1.18
5	3	27	-1.477
6	6	30	-1.576
6	4.5	31.5	-1.533
7	6	36	-1.264
7	1.5	40.5	-1.025
8	3	45	-0.79
9	4.5	49.5	-0.553
10	6	54	-0.316
10	1.5	58.5	-7.90E-02
10	0	60	0

### Garis Pengaruh Batang 36

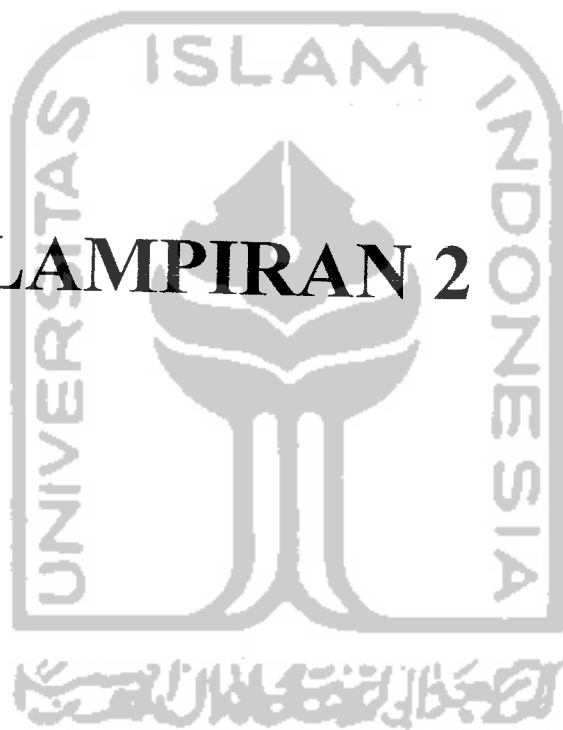


Tabel Gaya Batang Akibat Beban Bergerak (Pembebanan AASHTO)

Batang	Pengaruh	Yi	Ordinat	Beban(KN)	G.Btg(KN)
36	Tendem	Y1	-1.576	110	-173.36
		Y2	-1.5732	110	-173.052
				<b>Total</b>	<b>-346.412</b>
Truck		Y1	-1.576	145	-228.52
		Y3	-1.38513	145	-200.8439
		Y4	-1.12206	35	-39.2721
			<b>Total</b>	<b>-468.636</b>	
Axle Lane		Y1	-1.576	145	-228.52
		Y3	-1.38513	145	-200.8439
		Y4	-1.12206	35	-39.2721
		Y5	-0.33733	145	-48.91285
		Y6	-0.110678	145	-16.04831
		Y7	0	35	0
			<b>Total</b>	<b>-533.5971</b>	
Merata	Luasan	Luas	q(KN/m)	G.Btg(KN)	
		1	-23.64	9.3	-219.852
		2	-23.64	9.3	-219.852
			<b>Total</b>	<b>-439.704</b>	



# LAMPIRAN 2



Tabel 5.28 Perencanaan Desain Kecepatan Angin  
(Lingkungan Open Country  $V_0 = 13,2 \text{ Km/h}$   $Z_0 = 70 \text{ mm}$ )

Batang	Elevasi (mm)	V10	VDZ(Km/h)
12	4003.6	163.77	136.6793527
17	6408.3	163.77	152.5683204
21	8125.9	163.77	160.5892237
25	9156.5	163.77	164.6225186
29	9500	163.77	165.8664715

Tabel 5.29 Perencanaan Tekanan Pada pembebanan Angin Pada Top Cord

VDZ	P Windward (Mpa)	P Leeward (Mpa)	P Windward (KN/m <sup>2</sup> )	P Leeward (KN/m <sup>2</sup> )
136.67935	0.00175137	0.00087568	1.760123594	0.880061797
152.56832	0.00218223	0.00109111	2.193138548	1.096569274
160.58922	0.00241771	0.00120885	2.429797805	1.214898903
164.62252	0.00254068	0.00127034	2.553382171	1.276691086
165.86647	0.00257922	0.00128961	2.592116701	1.296058351

Tabel 5.30 Perhitungan Beban Angin Pada Kondisi *Unloaded*

a. Beban angin pada batang atas pengaku angin (dengan koefisien = 0,4 Top Cord)

Batang	L Batang(m)	P Windward (kN/m <sup>2</sup> )	P Leeward (kN/m <sup>2</sup> )	P1 Windward (kN)	P1 Leeward (kN)
30	6.464	1.97663107	1.096569274	5.110777295	2.83528952
32	6.241	2.34555833	1.214898903	5.855451803	3.03287362
34	6.088	2.49158999	1.276691086	6.067519944	3.10899813
36	6.0098	2.57274944	1.296058351	6.184683822	3.11562059
37	6.0098	2.57274944	1.296058351	6.184683834	3.11562059
35	6.088	2.49158999	1.276691086	6.067519944	3.10899813
33	6.241	2.34555833	1.214898903	5.855451815	3.03287362
31	6.464	1.97663107	1.096569274	5.110777295	2.83528951
Total				46.43686575	24.1855637

b. Beban angin pada batang bawah pengaku angin (dengan koefisien =0.4 Top Cor

Batang	L Batang (m)	P Windward (kN/m <sup>2</sup> )	P Leeward (kN/m <sup>2</sup> )	P1 Windward (kN)	P1 Leeward (kN)
1	6	2.4	1.2	5.76	2.88
2	6	2.4	1.2	5.76	2.88
3	6	2.4	1.2	5.76	2.88
4	6	2.4	1.2	5.76	2.88
5	6	2.4	1.2	5.76	2.88
6	6	2.4	1.2	5.76	2.88
7	6	2.4	1.2	5.76	2.88
8	6	2.4	1.2	5.76	2.88
9	6	2.4	1.2	5.76	2.88
10	6	2.4	1.2	5.76	2.88
Total				57.6	28.8

c. Beban angin pada batang diagonal pengaku angin (dengan koefisien =0,3 Top C

Batang	L Batang (m)	P Windward (kN/m <sup>2</sup> )	P Leeward (kN/m <sup>2</sup> )	P1 Windward (kN)	P1 Leeward (kN)
13	7.213	2.19313855	1.096569274	4.745732504	2.37286625
18	8.779	2.42979781	1.214898903	6.399358479	3.19967924
22	10.101	2.55338217	1.276691086	7.737513994	3.868757
26	10.974	2.5921167	1.296058351	8.533766603	4.2668833
27	10.974	2.5921167	1.296058351	8.5337666	4.2668833
23	10.101	2.55338217	1.276691086	7.73751399	3.868757
19	8.779	2.42979781	1.214898903	6.399358492	3.19967924
14	7.213	2.19313855	1.096569274	4.745732508	2.37286625
Total				54.83274317	27.4163716

d. Beban angin pada Top Gusset (dengan koefisien = 0.5 ; Top Cord)

Batang	P Windward (kN/m <sup>2</sup> )	P Leeward (kN/m <sup>2</sup> )	P1 Windward (kN)	P2 Leeward (kN)
30a	1.76012359	0.8800618	0.880061797	0.440030899
30b	2.19313855	1.09656927	1.096569274	0.548284637
32c	2.42979781	1.2148989	1.214898903	0.607449451
34d	2.55338217	1.27669109	1.276691086	0.638345543
36e	2.5921167	1.29605835	1.296058351	0.648029175
37d	2.55338217	1.27669109	1.276691086	0.638345543
35c	2.42979781	1.2148989	1.214898903	0.607449451
33b	2.19313855	1.09656927	1.096569274	0.548284637
31a	1.76012359	0.8800618	0.880061797	0.440030899
Total			10.23250047	5.116250235

e. Beban angin pada Bottom Gusset (dengan koefisien = 0.5 ;Top Cord)

Batang	P Windward (kN/m <sup>2</sup> )	P Leeward (kN/m <sup>2</sup> )	P1 Windward (kN)	P2 Leeward (kN)
1a	2.4	1.2	1.2	0.6
1b	2.4	1.2	1.2	0.6
2c	2.4	1.2	1.2	0.6
3d	2.4	1.2	1.2	0.6
4e	2.4	1.2	1.2	0.6
5f	2.4	1.2	1.2	0.6
6e	2.4	1.2	1.2	0.6
7d	2.4	1.2	1.2	0.6
8c	2.4	1.2	1.2	0.6
9b	2.4	1.2	1.2	0.6
10a	2.4	1.2	1.2	0.6
Total			13.2	6.6

Tabel 5.31 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas tak terbebani (unloaded)

Batang	P1a Windward (kN)	P1a Leeward (kN)	P1d Windward (kN)	P1d Leeward (kN)	P1 TG Windward (kN)	P1 TG Leeward (kN)	Pa Windward (kN)	Pa Leeward (kN)	Pa Total (kN)
30a	5.110777295	2.835289515	4.745732504	2.372866252	0.880061797	0.440030899	4.62188357	2.4508922	7.072776
30b	5.855451803	3.03287362	6.399358479	3.19967924	1.096569274	0.548284637	10.15170032	5.1809979	15.3327
32c	6.067519944	3.108998132	7.737513994	3.868756997	1.214898903	0.607449451	11.15117584	5.6508261	16.802
34d	6.184683822	3.11562059	8.533766603	4.266883302	1.276691086	0.638345543	11.72825621	5.8874078	17.61567
36e	6.184683834	3.115620591	8.5337666	4.266883303	1.296058351	0.648029175	11.74762548	5.8970914	17.64472
37d	6.184683834	3.115620591	7.73751399	3.868756998	1.276691086	0.638345543	11.33013191	5.6883446	17.01848
35c	6.067519944	3.108998133	6.399358492	3.199679241	1.214898903	0.607449451	10.48209809	5.3162872	15.79839
33b	5.855451815	3.032873621	4.745732508	2.372866252	1.096569274	0.548284637	9.324887343	4.7675914	14.09248
31a	5.110777295	2.835289515	4.745732504	2.372866252	0.880061797	0.440030899	4.62188357	2.4508922	7.072776

Tabel 5.32 Gaya batang yang bekerja pada rangka bawah tak terbebani (unloaded)

Batang	P1b Windward (kN)	P1b Leeward (kN)	P1d Windward (kN)	P1d Leeward (kN)	P1 BG Windward (kN)	P1 BG Leeward (kN)	Pb Windward (kN)	Pb Leeward (kN)	Pb Total (kN)
1a	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	6.213441651	3.1067208	9.320162
1b	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
2c	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
3d	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
4e	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
5f	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
6e	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
7d	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
8c	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
9b	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	11.2268833	5.6134417	16.84032
10a	5.76	2.88	8.533766603	4.266883302	1.2	0.6	6.213441651	3.1067208	9.320162

Tabel 5.33 Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin terbebani (loaded)

Batang	Pa Windward (kN)	Pa Leeward (kN)	P Windward (kN/m <sup>2</sup> )	P Leeward (kN/m <sup>2</sup> )	P1'c Windward (kN)	P1'c Leeward (kN)	P1'c Total (kN)
30a	4.62188357	2.450892219	1.760123594	0.880061797	3.833793283	4.065967472	7.899760755
30b	10.15170032	5.180997877	2.193138548	1.096569274	6.758114974	6.8981113	13.65622627
32c	11.15117584	5.650826082	2.429797805	1.214898903	6.700440957	6.790858121	13.49129908
34d	11.72825821	5.887407784	2.553382171	1.276691086	6.706108148	6.732729209	13.43883736
36e	11.74762548	5.897091418	2.592116701	1.296058351	6.616805949	6.643029202	13.25983515
37d	11.33013191	5.688344633	2.553382171	1.276691086	6.478463263	6.505084321	12.98354758
35c	10.48209809	5.316287204	2.429797805	1.214898903	6.298410173	6.388827335	12.68723751
33b	9.324887343	4.767591384	2.193138548	1.096569274	6.207695147	6.347691465	12.55538661
31a	4.62188357	2.450892219	1.760123594	0.880061797	3.833793283	4.065967472	7.899760755

Tabel 5.34 Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angin terbebani (loaded)

Batang	Pb Windward (kN)	Pb Leeward (kN)	P Windward (kN/m <sup>2</sup> )	P Leeward (kN/m <sup>2</sup> )	P1 Leeward (kN)	P2'c Windward (kN)	P2'c Leeward (kN)	P2'c Total (kN)	P3'c (kN)	P4' (kN)
1a	6.213441651	3.106720825	2.4	1.2	2.88	3.779843671	3.779843671	7.5596873	6.3072	13.8669
1b	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
2c	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
3d	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
4e	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
5f	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
6e	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
7d	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
8c	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
9b	11.2268833	5.613441651	2.4	1.2	2.88	6.829687342	6.829687342	13.659375	6.3072	19.9666
10a	6.213441651	3.106720825	2.4	1.2	2.88	3.779843671	3.779843671	7.5596873	6.3072	13.8669

# LAMPIRAN 3



Tabel 5.35 Kombinasi Beban Rangka Utama Berdasarkan Metode AASHTO-LRFD 1994

Btg	Pu (KN)										Kombinasi Gaya Batang							Beban Rencana		
	DC			B.Jalur			BR				G. Angin		ULL+IM (all other)	ULL+IM (fatigue)	ST II(Pu) (KN)	Service II Pu (KN)	E.Event I Pu (KN)	Fatigue (KN)	Tekan (KN)	Tarik(KN)
	1876.312	986.4201	0	70.634	59.458	0	0	0	0	0	0	0								
1=10	1876.312	986.4201	0	70.634	59.458	0	0	0	0	0	0	1311.939	1134.383	3699.465	3581.832	3001.359	808.2479	-	3699.465	
2=9	1887.203	1067.94	0	183.807	155.181	0	0	0	0	0	0	1420.36	1228.131	3940.284	3733.671	3069.183	875.0433	-	3940.284	
3=8	2111.241	1110.968	0	271.652	229.334	0	0	0	0	0	0	1477.587	1277.613	4306.378	4032.105	3377.845	910.2994	-	4306.378	
4=7	2187.420	1130.605	0	330.100	278.677	0	0	0	0	0	0	1503.704	1300.195	4460.932	4142.236	3486.128	926.3891	-	4460.932	
5=6	2219.258	1099.801	0	359.326	303.351	0	0	0	0	0	0	1462.735	1264.771	4459.021	4120.813	3505.44	901.1494	-	4459.021	
12=15	263.680	250.0314	0	0	0	0	0	0	0	0	0	332.5417	287.5361	712.6116	695.9845	495.8712	204.8695	-	712.612	
17=20	135.891	258.2059	0	0	0	0	0	0	0	0	0	343.4138	296.9368	599.5	582.3293	341.5711	211.5675	-	599.500	
21=24	199.319	256.4858	0	0	0	0	0	0	0	0	0	341.1261	294.9587	659.8389	642.7826	419.7114	210.1581	-	659.839	
25=28	237.1005	272.5855	0	0	0	0	0	0	0	0	0	362.5387	313.4733	726.5278	708.4008	477.645	223.3497	-	726.528	
29	252.3687	122.6511	0	0	0	0	0	0	0	0	0	163.126	141.0488	472.5887	464.4324	397.0238	100.4972	-	472.589	
13=14	270.665	262.2343	0	0	0	0	0	0	0	0	0	348.7716	301.5694	741.5065	724.068	512.7169	214.8682	-	741.507	
18=19	113.203	239.1323	0	0	0	0	0	0	0	0	0	318.0459	275.0021	542.5647	526.6624	300.5263	195.939	-	542.565	
22=23	55.944	236.0553	0	0	0	0	0	0	0	0	0	313.9536	271.4636	479.7812	464.0835	226.9066	193.4178	-	479.781	
26=27	20.43241	236.0553	0	0	0	0	0	0	0	0	0	313.9536	271.4636	444.2697	428.5721	182.5173	193.4178	-	444.270	
11=16	-2259.329	-1189.604	-73.066	0	0	0	0	0	0	0	0	-1582.173	-1368.045	-4493.902	-4411.14	-3651.781	-974.7318	-4493.902	-	
30=31	-2274.793	-1156.91	-63.472	-151.6941	-193.819	-63.472	-151.6941	-193.819	-63.472	-151.6941	-193.819	-1538.691	-1330.447	-4575.919	-4357.605	-3644.573	-947.9435	-4575.919	-	
32=33	-2275.679	-1128.095	-35.995	-140.2394	-178.742	-35.995	-140.2394	-178.742	-35.995	-140.2394	-178.742	-1500.366	-1297.309	-4477.359	-4272.948	-3612.779	-924.3327	-4477.359	-	
34=35	-2252.474	-1060.847	-31.846	-109.9908	-139.102	-31.846	-109.9908	-139.102	-31.846	-109.9908	-139.102	-1410.927	-1219.974	-4299.854	-4128.078	-3536.978	-869.2317	-4299.854	-	
36=37	-2233.541	-973.3011	-30.789	-61.12594	-76.186	-30.789	-61.12594	-76.186	-30.789	-61.12594	-76.186	-1294.49	-1119.296	-4077.593	-3956.405	-3454.566	-797.4986	-4077.593	-	

Tabel 5.36 Kekuatan batang tekan pada rangka utama (Main Truss)

No	B'tg	L(mm)	Profil	K	E	Fy(Mpa)	As(mm <sup>2</sup> )	r(mm)	π	λ	Pn(N)		Φc	Pr = Φc.Pn (kN)	Pu (kN)	Rasio	Ket
											λ ≤ 2,25	λ > 2,25					
1	11=16	7213.100	W14x176	1	200000	350	33419,288	102,108	3,14	0,886	8095,231	-	0,9	7285,708	4493,902	0,617	Aman
2	30=31	6464.000	W14x176	1	200000	350	33419,288	102,108	3,14	0,711	8703,705	-	0,9	7833,334	4575,919	0,584	Aman
3	32=33	6241.000	W14x176	1	200000	350	33419,288	102,108	3,14	0,663	8879,898	-	0,9	7991,908	4477,359	0,560	Aman
4	34=35	6088.000	W14x176	1	200000	350	33419,288	102,108	3,14	0,631	8999,180	-	0,9	8099,262	4299,854	0,531	Aman
5	36=37	6009.800	W14x176	1	200000	350	33419,288	102,108	3,14	0,615	9059,605	-	0,9	8153,644	4077,593	0,500	Aman

Keterangan :

- Untuk Kolom panjang ( $\lambda > 2,25$ ), maka  $P_n = \frac{0,88 \cdot F_y \cdot A_s}{\lambda}$
- Untuk Kolom Panjang menengah ( $\lambda < 2,25$ ), maka  $P_n = 0,66^4 \cdot F_y \cdot A_s$
- Rasio =  $\frac{P_u}{P_r} \leq 1$  ..... Aman.
- Nilai  $P_u$  diambil dari tabel 5.4



Tabel 5.37 Rasio tebal batang tekan pada rangka tengah (mainTruss)

No	Batang	Profil	b(mm)	h(mm)	tw(mm)	t(mm)	k1	k2	E	Fy (Mpa)	b/t	h/tw	A	B	C	D
1	11=16	W14x176	397.51	320.04	21.082	33.274	0.56	1.49	200000	350	11.947	15.181	13.387	35.618	Aman	Aman
2	30=31	W14x176	397.51	320.04	21.082	33.274	0.56	1.49	200000	350	11.947	15.181	13.387	35.618	Aman	Aman
3	32=33	W14x176	397.51	320.04	21.082	33.274	0.56	1.49	200000	350	11.947	15.181	13.387	35.618	Aman	Aman
4	34=35	W14x176	397.51	320.04	21.082	33.274	0.56	1.49	200000	350	11.947	15.181	13.387	35.618	Aman	Aman
5	36=37	W14x176	397.51	320.04	21.082	33.274	0.56	1.49	200000	350	11.947	15.181	13.387	35.618	Aman	Aman

Keterangan :

$$A : K1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$B : K2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C : \frac{b}{t} = K1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$D : \frac{h}{tw} = K2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Tabel 5.37 Rasio kelangsingan batang tekan pada rangka utama

No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r	KL/r ≤ 120
1	11=16	1	7213.1	102.108	70.64187	70.64187	Aman
2	30=31	1	6464	102.108	63.30552	63.30552	Aman
3	32=33	1	6241	102.108	61.12156	61.12156	Aman
4	34=35	1	6088	102.108	59.62314	59.62314	Aman
5	36=37	1	6009.8	102.108	58.85729	58.85729	Aman

Tabel 5.38 Kekuatan batang tekan pada Top Cord

No	Btg	L(mm)	Profil	K	E	Fy(Mpa)	As(mm <sup>2</sup> )	r(mm)	$\pi$	$\lambda$	$P_n(N)$ $\lambda \leq 2.25$ $\lambda > 2.25$	$\phi_c$	$P_r = \phi_c P_n$ (kN)	$P_u$ (kN)	Rasio	Ket
1	13	3167	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	1.982	569.887	0.9	512.899	6.883	0.013	Aman
2	14	3204	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.028	558.964	0.9	503.068	24.954	0.050	Aman
3	15	3277	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.122	537.669	0.9	483.903	43.931	0.091	Aman
4	16	3383	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.261	-	0.9	454.755	62.950	0.138	Aman
5	17	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	0.9	841.446	53.428	0.063	Aman
6	18	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	0.9	841.446	21.084	0.025	Aman
7	19	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	0.9	841.446	15.869	0.019	Aman
8	20	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	0.9	841.446	10.563	0.013	Aman
9	21	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	0.9	841.446	4.980	0.006	Aman
10	25	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	0.9	841.446	32.936	0.039	Aman
11	27	3383	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.261	-	0.9	454.755	6.267	0.014	Aman
12	29	3227	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.058	552.218	0.9	496.996	1.188	0.002	Aman
13	36	3204	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.028	558.964	0.9	503.068	15.827	0.031	Aman
14	38	3277	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.122	537.669	0.9	483.903	34.859	0.072	Aman
15	40	3383	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.261	-	0.9	454.755	56.043	0.123	Aman
16	42	3383	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.261	-	0.9	454.755	62.137	0.137	Aman
17	44	3277	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.122	537.669	0.9	483.903	49.291	0.102	Aman
18	46	3204	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.028	558.964	0.9	503.068	34.910	0.069	Aman
19	47	3204	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.028	558.964	0.9	503.068	3.295	0.007	Aman
20	48	3167	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	1.982	569.887	0.9	512.899	19.215	0.037	Aman
21	49	3167	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	1.982	569.887	0.9	512.899	6.680	0.013	Aman
22	50	3167	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	1.982	569.887	0.9	512.899	2.303	0.004	Aman
23	51	3167	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	1.982	569.887	0.9	512.899	9.086	0.018	Aman
24	53	3204	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.028	558.964	0.9	503.068	10.532	0.021	Aman
25	55	3277	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.122	537.669	0.9	483.903	11.266	0.023	Aman
26	57	3383	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.261	-	0.9	454.755	8.650	0.019	Aman
27	58	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	0.9	841.446	8.975	0.011	Aman
28	61	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	0.9	841.446	2.749	0.003	Aman

29	62	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	-	0.9	841.446	8.154	0.010	Aman
30	63	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	-	0.9	841.446	13.661	0.016	Aman
31	64	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	-	0.9	841.446	19.292	0.023	Aman
32	65	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	-	0.9	841.446	25.217	0.030	Aman
33	66	2000	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	0.790	934.940	-	0.9	841.446	27.575	0.033	Aman
34	67	3383	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.261	-	505.283	0.9	454.755	67.0452	0.147	Aman
35	68	3277	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.122	537.669	-	0.9	483.903	49.8224	0.103	Aman
36	69	3204	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	2.028	558.964	-	0.9	503.068	31.6961	0.063	Aman
37	70	3167	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709.67	29.972	3.14	1.982	569.887	-	0.9	512.899	13.1306	0.026	Aman

Keterangan :

- Untuk Kolom panjang ( $\lambda > 2,25$ ), maka  $P_n = \frac{0,88 \cdot F_y \cdot A_s}{\lambda}$
- Untuk Kolom Panjang menengah ( $\lambda < 2,25$ ), maka  $P_n = 0,66^2 \cdot F_y \cdot A_s$
- Rasio  $= \frac{P_u}{P_r} \leq 1$  .....Aman.



Tabel 5.39 Rasio tebal batang tekan pada Top Cord

No	Batang	Profil	b(mm)	h(mm)	tw(mm)	t(mm)	k1	k2	E	Fy (Mpa)	b/t	h/tw	A	B	C	D
1	13	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
2	14	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
3	15	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
4	16	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
5	17	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
6	18	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
7	19	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
8	20	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
9	21	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
10	25	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
11	27	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
12	29	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
13	36	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
14	38	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
15	40	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
16	42	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
17	44	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
18	46	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
19	47	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
20	48	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
21	49	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
22	50	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
23	51	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
24	53	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
25	55	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
26	57	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
27	58	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
28	61	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
29	62	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman

30	63	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman
31	64	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman
32	65	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman
33	66	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman
34	67	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman
35	68	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman
36	69	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman
37	70	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman

Keterangan :

$$A : K1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$B : K2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C : \frac{b}{t} = K1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$D : \frac{h}{tw} = K2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Tabel 5.40 Rasio kelangsingan batang tekan pada Top Cord

No	Batang	K	L (mm)	KL/r	r (mm)	KL/r ≤ 140	No	Batang	K	L (mm)	r (mm)	KL/r	KL/r ≤ 140
1	13	1	3167	29.972	105.66529	Aman	28	61	1	2000	29.972	66.728947	Aman
2	14	1	3204	29.972	106.89977	Aman	29	62	1	2000	29.972	66.728947	Aman
3	15	1	3277	29.972	109.33538	Aman	30	63	1	2000	29.972	66.728947	Aman
4	16	1	3383	29.972	112.87201	Aman	31	64	1	2000	29.972	66.728947	Aman
5	17	1	2000	29.972	66.728947	Aman	32	65	1	2000	29.972	66.728947	Aman
6	18	1	2000	29.972	66.728947	Aman	33	66	1	2000	29.972	66.728947	Aman
7	19	1	2000	29.972	66.728947	Aman	34	67	1	3383	29.972	112.87201	Aman
8	20	1	2000	29.972	66.728947	Aman	35	68	1	3277	29.972	109.33538	Aman
9	21	1	2000	29.972	66.728947	Aman	36	69	1	3204	29.972	106.89977	Aman
10	25	1	2000	29.972	66.728947	Aman	37	70	1	3167	29.972	105.66529	Aman
11	27	1	3383	29.972	112.87201	Aman							
12	29	1	3227	29.972	107.66716	Aman							
13	36	1	3204	29.972	106.89977	Aman							
14	38	1	3277	29.972	109.33538	Aman							

15	40	1	3383	29.972	112.87201	Aman
16	42	1	3383	29.972	112.87201	Aman
17	44	1	3277	29.972	109.33538	Aman
18	46	1	3204	29.972	106.89977	Aman
19	47	1	3204	29.972	106.89977	Aman
20	48	1	3167	29.972	105.66529	Aman
21	49	1	3167	29.972	105.66529	Aman
22	50	1	3167	29.972	105.66529	Aman
23	51	1	3167	29.972	105.66529	Aman
24	53	1	3204	29.972	106.89977	Aman
25	55	1	3277	29.972	109.33538	Aman
26	57	1	3383	29.972	112.87201	Aman
27	58	1	2000	29.972	66.728947	Aman



Tabel 5.41 Kekuatan batang tekan pada Bottom Cord

No	Btg	L(mm)	Profil	K	E	Fy(Mpa)	As(mm <sup>2</sup> )	r(mm)	π	λ	Pn(N)		φc	Pr = φc.Pn (kN)	Pu (kN)	Rasio	Ket
											λ ≤ 2,25	λ > 2,25					
1	11	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	84,265	0,210	Aman
2	13	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	60,130	0,150	Aman
3	15	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	40,860	0,102	Aman
4	17	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	21,945	0,055	Aman
5	19	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	3,613	0,009	Aman
6	22	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	3,613	0,009	Aman
7	24	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	21,945	0,055	Aman
8	26	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	40,860	0,102	Aman
9	28	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	60,130	0,150	Aman
10	30	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	84,265	0,210	Aman
11	43	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	86,847	0,217	Aman
12	45	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	66,979	0,167	Aman
13	47	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	51,136	0,128	Aman
14	49	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	34,515	0,086	Aman
15	51	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	17,329	0,043	Aman
16	52	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	17,329	0,043	Aman
17	54	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	34,515	0,086	Aman
18	56	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	51,136	0,128	Aman
19	58	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	66,979	0,167	Aman
20	60	3605	L 6x6x1/2	1	200000	350	3709,67	29,972	3,14	2,568	-	444,97	0,9	400,471	86,847	0,217	Aman

Keterangan :

- Untuk Kolom panjang ( $\lambda > 2,25$ ), maka  $P_n = \frac{0,88 \cdot F_y \cdot A_s}{\lambda}$  - Rasio =  $\frac{P_u}{P_r} \leq 1$  ..... Aman

- Untuk Kolom Panjang menengah ( $\lambda < 2,25$ ), maka  $P_n = 0,66 \cdot F_y \cdot A_s$

Tabel 5.42 Rasio tebal batang tekan pada Bottom Cord

No	Batang	Profil	b(mm)	h(mm)	tw(mm)	t(mm)	k1	k2	E	Fy (Mpa)	b/t	h/tw	A	B	C	D
1	11	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
2	13	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
3	15	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
4	17	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
5	19	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
6	22	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
7	24	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
8	26	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
9	28	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
10	30	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
11	43	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
12	45	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
13	47	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
14	49	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
15	51	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
16	52	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
17	54	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
18	56	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
19	58	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman
20	60	L 6x6x1/2	152.4	139.7	12.7	12.7	0.56	1.49	200000	350	12.000	11.000	13.387	35.618	Aman	Aman

Keterangan :

$$A : K1 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$B : K2 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$C : \frac{b}{t} = K1 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$D : \frac{h}{tw} = K2 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$



Tabel 5.43 Rasio kelangsingan batang tekan pada Bottom Cord

No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r ≤ 140	No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r ≤ 140
1	11	1	3605	29.972	120.2789	Aman	11	43	1	3605	29.972	120.2789	Aman
2	13	1	3605	29.972	120.2789	Aman	12	45	1	3605	29.972	120.2789	Aman
3	15	1	3605	29.972	120.2789	Aman	13	47	1	3605	29.972	120.2789	Aman
4	17	1	3605	29.972	120.2789	Aman	14	49	1	3605	29.972	120.2789	Aman
5	19	1	3605	29.972	120.2789	Aman	15	51	1	3605	29.972	120.2789	Aman
6	22	1	3605	29.972	120.2789	Aman	16	52	1	3605	29.972	120.2789	Aman
7	24	1	3605	29.972	120.2789	Aman	17	54	1	3605	29.972	120.2789	Aman
8	26	1	3605	29.972	120.2789	Aman	18	56	1	3605	29.972	120.2789	Aman
9	28	1	3605	29.972	120.2789	Aman	19	58	1	3605	29.972	120.2789	Aman
10	30	1	3605	29.972	120.2789	Aman	20	60	1	3605	29.972	120.2789	Aman



Tabel 5.44 Kriteria leleh batang tarik rangka utama (Main Truss)

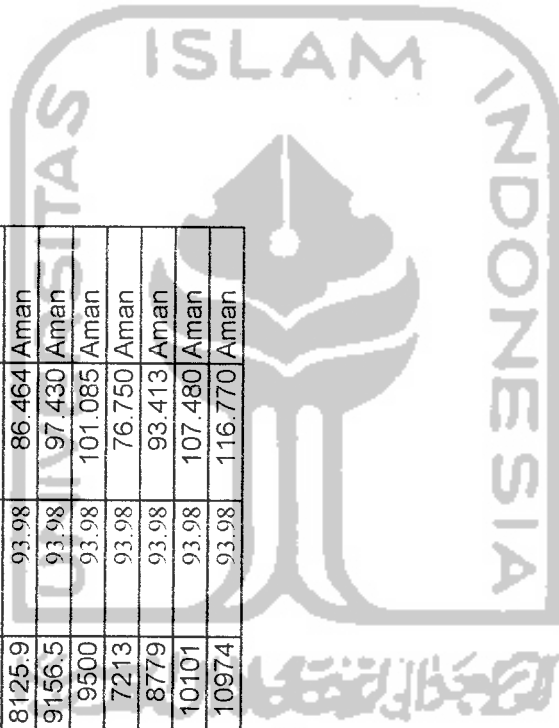
No	Batang	Profil	Fy (Mpa)	Ag(mm <sup>2</sup> )	Φy	Φy.Pny=Φy.Fy.Ag(kN)	Pu (kN)	Rasio	Keterangan
1	1=10	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	3699.4653	0.651	Aman
2	2=9	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	3940.2842	0.693	Aman
3	3=8	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	4306.3784	0.758	Aman
4	4=7	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	4460.9316	0.785	Aman
5	5=6	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	4459.0212	0.784	Aman
6	12=15	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	712.61156	0.125	Aman
7	17=20	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	599.50001	0.105	Aman
8	21=24	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	659.83893	0.116	Aman
9	25=28	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	726.52777	0.128	Aman
10	29	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	472.58873	0.083	Aman
11	13=14	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	741.50653	0.130	Aman
12	18=19	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	542.56467	0.095	Aman
13	22=23	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	479.78119	0.084	Aman
14	26=27	W14x90	350	17096.740	0.95	5684.666	444.26974	0.078	Aman

Tabel 5.45 Rasio kelangsingan batang tarik pada rangka utama

No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r<140
1	1=10	1	6000	93.980	63.843	Aman
2	2=9	1	6000	93.980	63.843	Aman
3	3=8	1	6000	93.980	63.843	Aman
4	4=7	1	6000	93.980	63.843	Aman
5	5=6	1	6000	93.980	63.843	Aman
6	12=15	1	4003.6	62.992	63.557	Aman
7	17=20	1	6408.3	93.980	68.188	Aman
8	21=24	1	8125.9	93.980	86.464	Aman
9	25=28	1	9156.5	93.980	97.430	Aman
10	29	1	9500	93.980	101.085	Aman
11	13=14	1	7213	93.980	76.750	Aman
12	18=19	1	8779	93.980	93.413	Aman
13	22=23	1	10101	93.980	107.480	Aman
14	26=27	1	10974	93.980	116.770	Aman

Tabel 5.46 Rasio kelangsingan batang tarik pada rangka utama

No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r<140
1	1=10	1	6000	93.98	63.843	Aman
2	2=9	1	6000	93.98	63.843	Aman
3	3=8	1	6000	93.98	63.843	Aman
4	4=7	1	6000	93.98	63.843	Aman
5	5=6	1	6000	93.98	63.843	Aman
6	12=15	1	4003.6	93.98	42.601	Aman
7	17=20	1	6408.3	93.98	68.188	Aman
8	21=24	1	8125.9	93.98	86.464	Aman
9	25=28	1	9156.5	93.98	97.430	Aman
10	29	1	9500	93.98	101.085	Aman
11	13=14	1	7213	93.98	76.750	Aman
12	18=19	1	8779	93.98	93.413	Aman
13	22=23	1	10101	93.98	107.480	Aman
14	26=27	1	10974	93.98	116.770	Aman



Tabel 5.47 Analisis Kuat Tarik Rencana Pada Top Cord

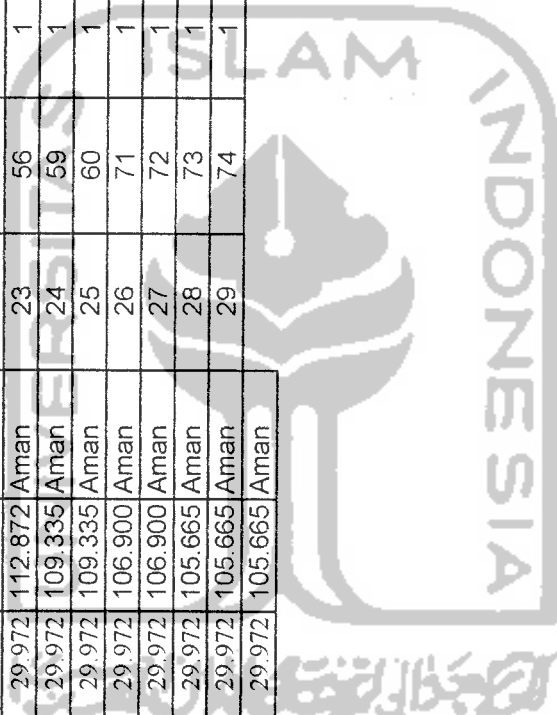
Batang	L (mm)	Gaya Batang (KN)	i. min perlu (mm)	i. min perlu (inc)	Ag Perlu (mm <sup>2</sup> )	Ag Perlu (inc <sup>2</sup> )	Ae Perlu (mm <sup>2</sup> )	Ae Perlu (inc <sup>2</sup> )
9	3383	66.846	14.096	0.555	201.041	0.312	183.643	0.285
10	3277	49.635	13.654	0.538	149.279	0.231	136.360	0.211
11	3204	31.586	13.350	0.526	94.994	0.147	86.774	0.134
12	3167	13.021	13.196	0.520	39.161	0.061	35.772	0.055
13	2000	0.799	8.333	0.328	2.402	0.004	2.194	0.003
14	2000	6.755	8.333	0.328	20.317	0.031	18.559	0.029
15	2000	12.599	8.333	0.328	37.890	0.059	34.611	0.054
16	3383	61.877	14.096	0.555	186.097	0.288	169.992	0.263
17	3277	49.041	13.654	0.538	147.493	0.229	134.729	0.209
18	3277	34.748	13.654	0.538	104.504	0.162	95.460	0.148
19	3204	3.186	13.350	0.526	9.582	0.015	8.753	0.014
20	3204	19.056	13.350	0.526	57.310	0.089	52.350	0.081
21	3167	6.574	13.196	0.520	19.770	0.031	18.059	0.028
22	3167	2.147	13.196	0.520	6.457	0.010	5.898	0.009
23	3167	8.978	13.196	0.520	27.003	0.042	24.666	0.038
24	3167	10.373	13.196	0.520	31.198	0.048	28.498	0.044
25	3204	10.530	13.350	0.526	31.670	0.049	28.929	0.045
26	3277	8.498	13.654	0.538	25.559	0.040	23.347	0.036
27	3383	6.135	14.096	0.555	18.452	0.029	16.855	0.026
28	3383	1.070	14.096	0.555	3.217	0.005	2.938	0.005
29	3383	15.675	14.096	0.555	47.142	0.073	43.062	0.067
30	3277	34.676	13.654	0.538	104.289	0.162	95.264	0.148
31	3383	54.950	14.096	0.555	165.262	0.256	150.961	0.234
32	2000	54.950	8.333	0.328	165.262	0.256	150.961	0.234
33	2000	54.950	8.333	0.328	165.262	0.256	150.961	0.234
34	3167	5.77973938	13.196	0.520	17.383	0.027	15.878	0.025
35	3204	24.90140343	13.350	0.526	74.891	0.116	68.410	0.106
36	3277	44.40177917	13.654	0.538	133.539	0.207	121.983	0.189
37	3383	61.80075455	14.096	0.555	185.867	0.288	169.782	0.263

Tabel 5.48 Kriteria leleh batang tarik Top Cord

No	Batang	Profil	Fy (Mpa)	Ag(mm <sup>2</sup> )	$\Phi_y$	$\Phi_y \cdot P_{ny} = \Phi_y \cdot F_y \cdot A_g$ (kN)	Pu (kN)	Rasio	Keterangan
1	9	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	66.846	0.054	Aman
2	10	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	49.635	0.040	Aman
3	11	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	31.586	0.026	Aman
4	12	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	13.021	0.011	Aman
5	22	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	0.799	0.001	Aman
6	23	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	6.755	0.005	Aman
7	24	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	12.599	0.010	Aman
8	26	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	61.877	0.050	Aman
9	28	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	49.041	0.040	Aman
10	30	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	34.748	0.028	Aman
11	31	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	3.186	0.003	Aman
12	32	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	19.056	0.015	Aman
13	33	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	6.574	0.005	Aman
14	34	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	2.147	0.002	Aman
15	35	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	8.978	0.007	Aman
16	37	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	10.373	0.008	Aman
17	39	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	10.530	0.009	Aman
18	41	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	8.498	0.007	Aman
19	43	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	6.135	0.005	Aman
20	45	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	1.070	0.001	Aman
21	52	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	15.675	0.013	Aman
22	54	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	34.676	0.028	Aman
23	56	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	54.950	0.045	Aman
24	59	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	54.950	0.045	Aman
25	60	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	54.950	0.045	Aman
26	71	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	5.779739	0.005	Aman
27	72	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	24.9014	0.020	Aman
28	73	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	44.40178	0.036	Aman
29	74	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	61.80075	0.050	Aman

Tabel 5.49 Rasio kelangsingan batang tank Top Card

No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r<240	No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r<240
1	9	1	3383	29.972	112.872	Aman	16	37	1	3167	29.972	105.665	Aman
2	10	1	3277	29.972	109.335	Aman	17	39	1	3204	29.972	106.900	Aman
3	11	1	3204	29.972	106.900	Aman	18	41	1	3277	29.972	109.335	Aman
4	12	1	3167	29.972	105.665	Aman	19	43	1	3383	29.972	112.872	Aman
5	22	1	2000	29.972	66.729	Aman	20	45	1	3383	29.972	112.872	Aman
6	23	1	2000	29.972	66.729	Aman	21	52	1	3383	29.972	112.872	Aman
7	24	1	2000	29.972	66.729	Aman	22	54	1	3277	29.972	109.335	Aman
8	26	1	3383	29.972	112.872	Aman	23	56	1	3383	29.972	112.872	Aman
9	28	1	3277	29.972	109.335	Aman	24	59	1	2000	29.972	66.729	Aman
10	30	1	3277	29.972	109.335	Aman	25	60	1	2000	29.972	66.729	Aman
11	31	1	3204	29.972	106.900	Aman	26	71	1	3167	29.972	105.665	Aman
12	32	1	3204	29.972	106.900	Aman	27	72	1	3204	29.972	106.900	Aman
13	33	1	3167	29.972	105.665	Aman	28	73	1	3277	29.972	109.335	Aman
14	34	1	3167	29.972	105.665	Aman	29	74	1	3383	29.972	112.872	Aman
15	35	1	3167	29.972	105.665	Aman							



Tabel 5.52 Rasio kelangsingan batang tarik Bottom Cord

No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r<240	No	Batang	K	L(mm)	r(mm)	KL/r	KL/r<240
1	12	1	3605	29.972	120.279	Aman	11	42	1	3605	29.972	120.279	Aman
2	14	1	3605	29.972	120.279	Aman	12	44	1	3605	29.972	120.279	Aman
3	16	1	3605	29.972	120.279	Aman	13	46	1	3605	29.972	120.279	Aman
4	18	1	3605	29.972	120.279	Aman	14	48	1	3605	29.972	120.279	Aman
5	20	1	3605	29.972	120.279	Aman	15	50	1	3605	29.972	120.279	Aman
6	21	1	3605	29.972	120.279	Aman	16	53	1	3605	29.972	120.279	Aman
7	23	1	3605	29.972	120.279	Aman	17	55	1	3605	29.972	120.279	Aman
8	25	1	3605	29.972	120.279	Aman	18	57	1	3605	29.972	120.279	Aman
9	27	1	3605	29.972	120.279	Aman	19	59	1	3605	29.972	120.279	Aman
10	29	1	3605	29.972	120.279	Aman	20	61	1	3605	29.972	120.279	Aman



Tabel 5.51 Kriteria leleh batang tarik Bottom Cord

No Batang	Profil	Fy (Mpa)	Ag(mm <sup>2</sup> )	Φy	Φy.Pny=Φy.Fy.Ag(kN)	Pu (kN)	Rasio	Keterangan
1	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	75.073	0.061	Aman
2	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	64.182	0.052	Aman
3	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	47.938	0.039	Aman
4	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	31.333	0.025	Aman
5	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	14.146	0.011	Aman
6	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	14.146	0.011	Aman
7	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	31.333	0.025	Aman
8	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	47.938	0.039	Aman
9	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	64.182	0.052	Aman
10	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	75.073	0.061	Aman
11	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	72.097	0.058	Aman
12	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	57.396	0.047	Aman
13	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	37.657	0.031	Aman
14	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	18.763	0.015	Aman
15	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	0.430	0.000	Aman
16	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	0.430	0.000	Aman
17	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	18.763	0.015	Aman
18	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	37.657	0.031	Aman
19	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	57.396	0.047	Aman
20	L 6x6x1/2	350	3709.67	0.95	1233.465	72.097	0.058	Aman



Tabel 5.50 Analisis Kuat Tarik Rencana Pada Bottom Cord

Batang	L (mm)	Gaya Batang (KN)	i.min perlu (mm)	i.min perlu (inc)	Ag Perlu (mm <sup>2</sup> )	Ag Perlu (inc <sup>2</sup> )	Ae Perlu (mm <sup>2</sup> )	Ae Perlu (inc <sup>2</sup> )
12	3605	75.073	25.750	1.014	225.785	0.350	206.246	0.320
14	3605	64.182	25.750	1.014	193.028	0.299	176.324	0.273
16	3605	47.938	25.750	1.014	144.176	0.223	131.699	0.204
18	3605	31.333	25.750	1.014	94.234	0.146	86.079	0.133
20	3605	14.146	25.750	1.014	42.545	0.066	38.864	0.060
21	3605	14.146	25.750	1.014	42.545	0.066	38.864	0.060
23	3605	31.333	25.750	1.014	94.234	0.146	86.079	0.133
25	3605	47.938	25.750	1.014	144.176	0.223	131.699	0.204
27	3605	64.182	25.750	1.014	193.028	0.299	176.324	0.273
29	3605	75.073	25.750	1.014	225.785	0.350	206.246	0.320
42	3605	72.097	25.750	1.014	216.832	0.336	198.068	0.307
44	3605	57.396	25.750	1.014	172.619	0.268	157.681	0.244
46	3605	37.657	25.750	1.014	113.253	0.176	103.452	0.160
48	3605	18.763	25.750	1.014	56.429	0.087	51.546	0.080
50	3605	0.430	25.750	1.014	1.293	0.002	1.181	0.002
53	3605	0.430	25.750	1.014	1.293	0.002	1.181	0.002
55	3605	18.763	25.750	1.014	56.429	0.087	51.546	0.080
57	3605	37.657	25.750	1.014	113.253	0.176	103.452	0.160
59	3605	57.396	25.750	1.014	172.619	0.268	157.681	0.244
61	3605	72.097	25.750	1.014	216.832	0.336	198.068	0.307

Tabel 5.53 Perhitungan Jumlah Baut Rangka Utama

Batang	Profil	Pu total KN	bf (inc)	tf (inc)	h (inc)	tw (inc)	Agsaya (inc <sup>2</sup> )	Agbadar (inc <sup>2</sup> )	Ag all (inc <sup>2</sup> )	Pusayap KN	Pubadan KN	Rd Ø" 1 baut	n perlu bautsayap	n perlu bautbadan	n pakai bautsayap	n pakai bautbadan
1=10	W14x90	3699.47	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	1439.190	773.956	419.037	3.435	1.847	8	4
2=9	W14x90	3940.28	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	1532.875	824.337	419.037	3.658	1.967	8	4
3=8	W14x90	4306.38	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	1675.295	900.927	419.037	3.998	2.150	8	4
4=7	W14x90	4460.93	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	1735.420	933.261	419.037	4.141	2.227	8	4
5=6	W14x90	4459.02	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	1734.677	932.861	419.037	4.140	2.226	8	4
12=15	W14x90	712.612	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	356.306	-	419.037	0.850	-	6	-
17=20	W14x90	599.5	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	299.750	-	419.037	0.715	-	6	-
21=24	W14x90	659.839	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	329.919	-	419.037	0.787	-	6	-
25=28	W14x90	726.528	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	363.264	-	419.037	0.867	-	6	-
29	W14x90	472.589	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	236.294	-	419.037	0.564	-	6	-
13=14	W14x90	741.507	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	370.753	-	419.037	0.885	-	6	-
18=19	W14x90	542.565	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	271.282	-	419.037	0.647	-	6	-
22=23	W14x90	479.781	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	239.891	-	419.037	0.572	-	6	-
26=27	W14x90	444.27	14.52	0.7	12.6	0.44	10.309	5.544	26.5	222.135	-	419.037	0.530	-	6	-
11=16	W14x176	-4493.9	15.65	1.3	12.6	0.83	20.502	10.458	51.8	-1778.605	-907.282	419.037	4.245	2.165	8	4
30=31	W14x176	-4575.92	15.65	1.3	12.6	0.83	20.502	10.458	51.8	-1811.066	-923.841	419.037	4.322	2.205	8	4
32=33	W14x176	-4477.36	15.65	1.3	12.6	0.83	20.502	10.458	51.8	-1772.057	-903.942	419.037	4.229	2.157	8	4
34=35	W14x176	-4299.85	15.65	1.3	12.6	0.83	20.502	10.458	51.8	-1701.804	-868.106	419.037	4.061	2.072	8	4
36=37	W14x176	-4077.59	15.65	1.3	12.6	0.83	20.502	10.458	51.8	-1613.837	-823.233	419.037	3.851	1.965	8	4



Tabel 5.54 Cek Luas Efektif Profil Rangka Utama

Batang	Pusayap KN	Pubadan) KN	Agsayap (inc <sup>2</sup> )	Agbadan (inc <sup>2</sup> )	tw (inc)	tf (inc)	n tpg sayap	n tpg badan	AntSyp (inc <sup>2</sup> )	Antbdn (inc <sup>2</sup> )	Ae syp (inc <sup>2</sup> )	Ae bdn (inc <sup>2</sup> )	Ae syp (mm <sup>2</sup> )	Ae bdn (mm <sup>2</sup> )	Ae perlu syp(mm <sup>2</sup> )	Ae perlu bdn(mm <sup>2</sup> )	cek luas eff syp	cek luas eff bdn
1=10	1439.19	773.9561	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	3953.818	2126.253	Aman	Aman
2=9	1532.875	824.3372	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	4211.194	2264.663	Aman	Aman
3=8	1675.295	900.9269	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	4602.459	2475.074	Aman	Aman
4=7	1735.42	933.2606	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	4767.638	2563.903	Aman	Aman
5=6	1734.677	932.8609	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	4765.596	2562.805	Aman	Aman
12=15	356.3058	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	978.862	-	Aman	-
17=20	299.75	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	823.489	-	Aman	-
21=24	329.9195	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	906.372	-	Aman	-
25=28	363.2639	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	997.978	-	Aman	-
29	236.2944	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	649.160	-	Aman	-
13=14	370.7533	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	1018.553	-	Aman	-
18=19	271.2823	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	745.281	-	Aman	-
22=23	239.8906	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	659.040	-	Aman	-
26=27	222.1349	-	10.309	5.544	0.44	0.71	2	2	8.712	4.554	7.841	4.099	5058.3963	2644.25	610.261	-	Aman	-



Tabel 5.55 Cek Kapasitas Profil Rangka Utama Terhadap Leleh & Fracture

Batang	Profil	Pusayap KN	Pubadan KN	Ae syp (mm <sup>2</sup> )	Ae bdn (mm <sup>2</sup> )	Agsyp (inc <sup>2</sup> )	Agbdn (inc <sup>2</sup> )	Φ leleh	Φ fract	ΦPn leleh		ΦPn fract		K.leleh Bdn	K.Fract Syp	K.Fract Bdn
										Bdn(KN)	Syp (KN)	Bdn(KN)	Syp (KN)			
1=10	W14x90	1439.19	773.9561	5058.396	2644.25	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	962.508	Aman	Aman	Aman
2=9	W14x90	1532.87	824.3372	5058.396	2644.25	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	962.508	Aman	Aman	Aman
3=8	W14x90	1675.29	900.9269	5058.396	2644.25	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	962.508	Aman	Aman	Aman
4=7	W14x90	1735.42	933.2606	5058.396	2644.25	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	962.508	Aman	Aman	Aman
5=6	W14x90	1734.68	932.8609	5058.396	2644.25	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	962.508	Aman	Aman	Aman
12=15	W14x90	356.306	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-
17=20	W14x90	299.75	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-
21=24	W14x90	329.919	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-
25=28	W14x90	363.264	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-
29	W14x90	236.294	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-
13=14	W14x90	370.753	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-
18=19	W14x90	271.282	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-
22=23	W14x90	239.891	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-
26=27	W14x90	222.135	-	5058.396	3576.767	10.309	5.544	0.95	0.8	2211.485	1189.275	1841.26	-	Aman	Aman	-



Tabel.5.56 Jarak Baut Pada Sayap Batang Rangka Utama

Joint	Btg	Alat Sambung	Jmlh Baut 2 Sisi	Jmlh Baut 1 Sisi	Jmlh Baut 1 Baris	Jarak (inc) Tepi-Baut	Jarak (inc) Baut-Baut	Jarak (mm) Tepi-Baut	Jarak (mm) Baut-Baut	T. Jarak (inc)	T. Jarak (mm)
1	1	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	11	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
2	1	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	2	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	12	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	2	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
3	3	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	13	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	17	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	3	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
4	4	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	18	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	21	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	4	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	5	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
5	22	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	25	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	5	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	6	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	26	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
6	27	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	29	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	6	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	7	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
7	23	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	28	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	7	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	8	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
8	19	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	24	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2

9	8	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	9	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	14	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	20	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
10	9	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	10	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	15	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	10	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
11	16	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	11	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	12	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	13	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
12	30	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	16	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	14	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	15	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
13	31	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	17	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	18	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	30	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
14	32	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	19	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	20	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	31	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
15	33	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	21	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	22	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	32	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
16	34	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	23	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	24	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	33	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
17	35	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4

18	25	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	26	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
19	34	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	36	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	27	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	28	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	36	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
20	36	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	29	Baut(D(1)A490	12	6	3	2	3	50.8	76.2	8	203.2
	36	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4
	37	Baut(D(1)A490	16	8	4	2	3	50.8	76.2	11	279.4



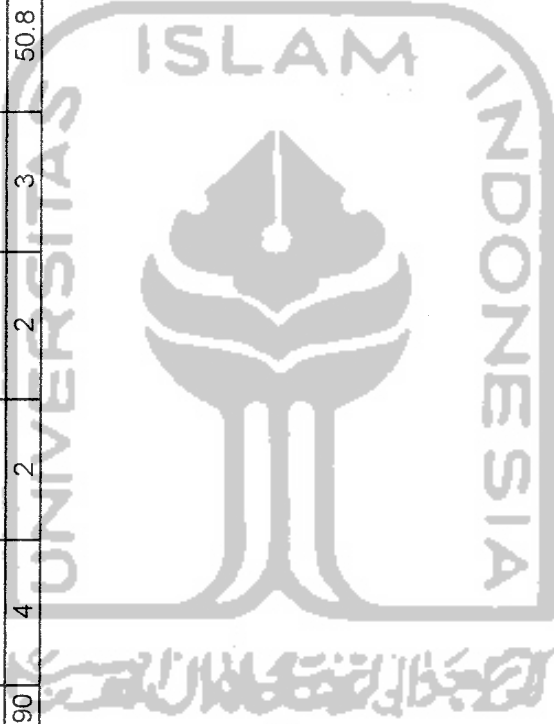
Tabel 5.57 Jarak Baut Badan Pada Rangka Utama

Joint	Btg	Alat Sambung	Jmlh Baut 1 Sisi	Jmlh Baut 1 Baris	Jarak (inc) Tepi-Baut	Jarak (inc) Baut-Baut	Jarak (mm) Tepi-Baut	Jarak (mm) Baut-Baut	T. Jarak (inc)	T. Jarak (mm)
1	1	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	11	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
2	1	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	2	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
3	12	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	2	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
3	3	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	13	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
4	17	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	3	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
4	4	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	18	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
5	21	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	4	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
5	5	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	22	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
6	25	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	5	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
6	6	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	26	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
7	27	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	29	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
7	6	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	7	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
8	23	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	28	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
8	7	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	8	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
8	19	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	24	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127



9	8	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	9	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	14	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	20	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
10	9	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	10	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	15	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	10	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
11	16	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	11	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
12	12	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	13	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	30	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	16	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
13	14	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	15	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	31	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	17	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
14	18	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	30	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	32	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	19	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
15	20	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	31	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	33	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	21	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
16	22	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	32	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	34	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	23	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
17	24	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	33	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	35	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	35	Baut(D(1)A490	4	2	2	2	2	3	50.8	76.2	5	127

18	25	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	26	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
19	34	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	36	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	27	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	28	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	36	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
20	36	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	29	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	36	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127
	37	Baut(D(1)/A490	4	2	2	3	50.8	76.2	5	127



Tabel 5.58 Perhitungan Blok Geser Sambungan Pada Sayap Rangka Utama

Batang	Gaya batang		Profil	Tebal plat mm	S.geser mm	S.tarik mm	Agv mm <sup>2</sup>	Agt mm <sup>2</sup>	Ans mm <sup>2</sup>	Ant mm <sup>2</sup>	φRn1 KN	φRn2 KN	Keterangan
	Tarik	Desak											
1=10	1439.190	-	W14x90	18.034	279.4	241.808	5038.7	4360.8	3893.541	3673.67	2183.717	2261.185	Aman
2=9	1532.875	-	W14x90	18.034	279.4	241.808	5038.7	4360.8	3893.541	3673.67	2183.717	2261.185	Aman
3=8	1675.295	-	W14x90	18.034	279.4	241.808	5038.7	4360.8	3893.541	3673.67	2183.717	2261.185	Aman
4=7	1735.420	-	W14x90	18.034	279.4	241.808	5038.7	4360.8	3893.541	3673.67	2183.717	2261.185	Aman
5=6	1734.677	-	W14x90	18.034	279.4	241.808	5038.7	4360.8	3893.541	3673.67	2183.717	2261.185	Aman
12=15	277.225	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
17=20	233.221	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
21=24	256.695	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
25=28	282.638	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
29	183.850	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
13=14	288.466	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
18=19	211.072	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
22=23	186.648	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
26=27	172.833	-	W14x90	18.034	203.2	241.808	3664.509	4360.8	2977.413	3673.67	1952.853	1676.330	Aman
11=16	-	-1778.6	W14x176	33.274	279.4	268.351	9296.756	8929.1	7183.857	7661.372	4350.594	4172.046	Aman
30=31	-	-1811.1	W14x176	33.274	279.4	268.351	9296.756	8929.1	7183.857	7661.372	4350.594	4172.046	Aman
32=33	-	-1772.1	W14x176	33.274	279.4	268.351	9296.756	8929.1	7183.857	7661.372	4350.594	4172.046	Aman
34=35	-	-1701.8	W14x176	33.274	279.4	268.351	9296.756	8929.1	7183.857	7661.372	4350.594	4172.046	Aman
36=37	-	-1613.8	W14x176	33.274	279.4	268.351	9296.756	8929.1	7183.857	7661.372	4350.594	4172.046	Aman

Tabel 5.59 Perhitungan Blok Geser Sambungan Pada Badan Rangka Utama

Batang	Gaya batang		Profil	Tebal plat mm	S.geser mm	S.tarik mm	Agv mm <sup>2</sup>	Agt mm <sup>2</sup>	Ans mm <sup>2</sup>	Ant mm <sup>2</sup>	φRn1 KN	φRn2 KN	Keterangan
	Tarik	Desak											
1=10	773.956	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
2=9	824.337	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
3=8	900.927	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
4=7	933.261	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
5=6	932.861	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
12=15	149.084	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
17=20	125.420	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
21=24	138.043	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
25=28	151.995	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
29	98.869	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
13=14	155.129	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
18=19	113.509	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
22=23	100.374	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
26=27	92.945	-	W14x90	11.176	127	256.54	1419.352	2867.1	993.546	2441.285	1127.079	614.409	Aman
11=16	-	-907.28	W14x176	21.082	127	256.54	2677.414	5408.4	1874.190	4605.152	2126.081	1158.999	Aman
30=31	-	-923.84	W14x176	21.082	127	256.54	2677.414	5408.4	1874.190	4605.152	2126.081	1158.999	Aman
32=33	-	-903.94	W14x176	21.082	127	256.54	2677.414	5408.4	1874.190	4605.152	2126.081	1158.999	Aman
34=35	-	-868.11	W14x176	21.082	127	256.54	2677.414	5408.4	1874.190	4605.152	2126.081	1158.999	Aman
36=37	-	-823.23	W14x176	21.082	127	256.54	2677.414	5408.4	1874.190	4605.152	2126.081	1158.999	Aman



Tabel 5.60 Perhitungan Jumlah Baut Pada Top Cord

Batang	G. Batang	L(mm)	P baut	Baut (n)	Baut Pakai (n Pakai)	Batang	G. Batang	L(mm)	P baut	Baut (n)	Baut Pakai (n Pakai)
9	66.846	3383	101.786	0.657	2	35	8.978	3167	101.786	0.088	2
10	49.635	3277	101.786	0.488	2	37	10.373	3167	101.786	0.102	2
11	31.586	3204	101.786	0.310	2	39	10.530	3204	101.786	0.103	2
12	13.021	3167	101.786	0.128	2	41	8.498	3277	101.786	0.083	2
22	0.799	2000	101.786	0.008	2	43	6.135	3383	101.786	0.060	2
23	6.755	2000	101.786	0.066	2	45	1.070	3383	101.786	0.011	2
24	12.599	2000	101.786	0.124	2	52	15.675	3383	101.786	0.154	2
26	61.877	3383	101.786	0.608	2	54	34.676	3277	101.786	0.341	2
28	49.041	3277	101.786	0.482	2	56	54.950	3383	101.786	0.540	2
30	34.748	3277	101.786	0.341	2	59	54.950	2000	101.786	0.540	2
31	3.186	3204	101.786	0.031	2	60	54.950	2000	101.786	0.540	2
32	19.056	3204	101.786	0.187	2	71	5.779739	3167	101.786	0.057	2
33	6.574	3167	101.786	0.065	2	72	24.9014	3204	101.786	0.245	2
34	2.147	3167	101.786	0.021	2	73	44.40178	3277	101.786	0.436	2

Tabel 5.61 Cek Luas Efektif Sambungan Pada Batang Top Cord

Batang	Ag(inc2)	tr(inc)	td(inc)	A netto(inc2)	A netto(mm2)	U	Ae	Ae perlu	keterangan
9	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	183.6433	Ok!
10	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	136.3603	Ok!
11	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	86.77353	Ok!
12	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	35.77212	Ok!
22	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	2.194063	Ok!
23	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	18.55905	Ok!
24	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	34.61142	Ok!
26	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	169.992	Ok!
28	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	134.7291	Ok!
30	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	95.46018	Ok!
31	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	8.752822	Ok!
32	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	52.35034	Ok!
33	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	18.05914	Ok!
34	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	5.898262	Ok!
35	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	24.66584	Ok!
37	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	28.49824	Ok!
39	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	28.92908	Ok!
41	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	23.34695	Ok!
43	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	16.85504	Ok!
45	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	2.938205	Ok!
52	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	43.06219	Ok!
54	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	95.26411	Ok!
56	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	150.9607	Ok!
59	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	150.9607	Ok!
60	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	150.9607	Ok!
71	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	15.8784	Ok!
72	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	68.41045	Ok!
73	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	121.9829	Ok!
74	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	169.7823	Ok!

Tabel 5.62 Cek Kapasitas Profil Batang Top Cord Terhadap Leleh Dan Fracture

Batang	$\phi$	$A_g(\text{mm}^2)$	$F_y$	$A_e(\text{mm}^2)$	$F_u(\text{KN})$	$F_u$	$P_u$	$\phi P_n(1)$	$\phi P_n(2)$	Kriteria Leleh	Kriteria Fracture
9	0.75	3709.67	350	2981.849	455	66.846	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
10	0.75	3709.67	350	2981.849	455	49.635	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
11	0.75	3709.67	350	2981.849	455	31.586	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
12	0.75	3709.67	350	2981.849	455	13.021	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
22	0.75	3709.67	350	2981.849	455	0.799	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
23	0.75	3709.67	350	2981.849	455	6.755	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
24	0.75	3709.67	350	2981.849	455	12.599	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
26	0.75	3709.67	350	2981.849	455	61.877	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
28	0.75	3709.67	350	2981.849	455	49.041	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
30	0.75	3709.67	350	2981.849	455	34.748	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
31	0.75	3709.67	350	2981.849	455	3.186	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
32	0.75	3709.67	350	2981.849	455	19.056	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
33	0.75	3709.67	350	2981.849	455	6.574	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
34	0.75	3709.67	350	2981.849	455	2.147	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
35	0.75	3709.67	350	2981.849	455	8.978	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
37	0.75	3709.67	350	2981.849	455	10.373	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
39	0.75	3709.67	350	2981.849	455	10.530	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
41	0.75	3709.67	350	2981.849	455	8.498	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
43	0.75	3709.67	350	2981.849	455	6.135	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
45	0.75	3709.67	350	2981.849	455	1.070	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
52	0.75	3709.67	350	2981.849	455	15.675	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
54	0.75	3709.67	350	2981.849	455	34.676	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
56	0.75	3709.67	350	2981.849	455	54.950	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
59	0.75	3709.67	350	2981.849	455	54.950	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
60	0.75	3709.67	350	2981.849	455	54.950	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
71	0.75	3709.67	350	2981.849	455	5.77973938	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
72	0.75	3709.67	350	2981.849	455	24.9014034	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
73	0.75	3709.67	350	2981.849	455	44.4017792	973.7884	1017.556	OK!	OK!	
74	0.75	3709.67	350	2981.849	455	61.8007545	973.7884	1017.556	OK!	OK!	

Tabel 5.63 Perhitungan Jumlah Baut Pada BottomCord

Batang	G. Batang	L(mm)	P baut	Baut (n)	Baut Pakai (n Pakai)	Batang	G. Batang	L(mm)	P baut	Baut (n)	Baut Pakai (n Pakai)
12	75.073	3605	101.786	0.738	2	42	72.097	3605	101.786	0.708	2
14	64.182	3605	101.786	0.631	2	44	57.396	3605	101.786	0.564	2
16	47.938	3605	101.786	0.471	2	46	37.657	3605	101.786	0.370	2
18	31.333	3605	101.786	0.308	2	48	18.763	3605	101.786	0.184	2
20	14.146	3605	101.786	0.139	2	50	0.430	3605	101.786	0.004	2
21	14.146	3605	101.786	0.139	2	53	0.430	3605	101.786	0.004	2
23	31.333	3605	101.786	0.308	2	55	18.763	3605	101.786	0.184	2
25	47.938	3605	101.786	0.471	2	57	37.657	3605	101.786	0.370	2
27	64.182	3605	101.786	0.631	2	59	57.396	3605	101.786	0.564	2
29	75.073	3605	101.786	0.738	2	61	72.097	3605	101.786	0.708	2



Tabel 5.64 Perhitungan Luas Efektif Profil Bottom Chord

Batang	Ag(inc2)	t(inc)	d(inc)	A netto(inc2)	A netto (mm2)	U	Ae	Ae perlu	ket
12	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	206.2457	Ok!
14	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	176.324	Ok!
16	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	131.6988	Ok!
18	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	86.0787	Ok!
20	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	38.86365	Ok!
21	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	38.86365	Ok!
23	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	86.0787	Ok!
25	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	131.6988	Ok!
27	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	176.324	Ok!
29	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	206.2457	Ok!
42	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	198.0679	Ok!
44	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	157.6808	Ok!
46	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	103.4523	Ok!
48	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	51.54608	Ok!
50	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	1.181096	Ok!
53	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	1.181096	Ok!
55	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	51.54608	Ok!
57	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	103.4523	Ok!
59	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	157.6808	Ok!
61	5.750	0.5	0.5	5.438	3508.058	0.85	2981.849	198.0679	Ok!

Tabel 5.65 Cek Kapasitas Profil Bottom Chord terhadap Leleh Dan Fracture

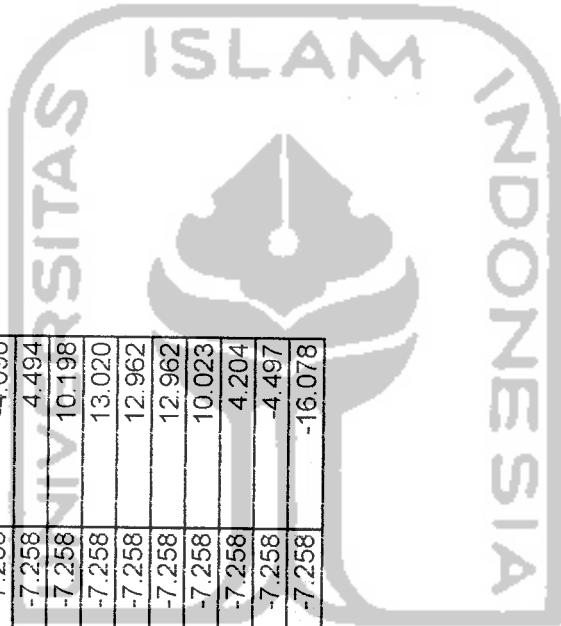
Batang	$\Phi$	Ag(mm <sup>2</sup> )	Fy	Ae(mm <sup>2</sup> )	Fu(KN)	Pu Perlu(KN)	$\Phi Pn(1)$	$\Phi Pn(2)$	Kriteria Leleh	Kriteria Fracture
12	0.75	3709.67	350	2981.849	455	75.073	973.7884	1017.556	OK!	OK!
14	0.75	3709.67	350	2981.849	455	64.182	973.7884	1017.556	OK!	OK!
16	0.75	3709.67	350	2981.849	455	47.938	973.7884	1017.556	OK!	OK!
18	0.75	3709.67	350	2981.849	455	31.333	973.7884	1017.556	OK!	OK!
20	0.75	3709.67	350	2981.849	455	14.146	973.7884	1017.556	OK!	OK!
21	0.75	3709.67	350	2981.849	455	14.146	973.7884	1017.556	OK!	OK!
23	0.75	3709.67	350	2981.849	455	31.333	973.7884	1017.556	OK!	OK!
25	0.75	3709.67	350	2981.849	455	47.938	973.7884	1017.556	OK!	OK!
27	0.75	3709.67	350	2981.849	455	64.182	973.7884	1017.556	OK!	OK!
29	0.75	3709.67	350	2981.849	455	75.073	973.7884	1017.556	OK!	OK!
42	0.75	3709.67	350	2981.849	455	72.097	973.7884	1017.556	OK!	OK!
44	0.75	3709.67	350	2981.849	455	57.396	973.7884	1017.556	OK!	OK!
46	0.75	3709.67	350	2981.849	455	37.657	973.7884	1017.556	OK!	OK!
48	0.75	3709.67	350	2981.849	455	18.763	973.7884	1017.556	OK!	OK!
50	0.75	3709.67	350	2981.849	455	0.430	973.7884	1017.556	OK!	OK!
53	0.75	3709.67	350	2981.849	455	0.430	973.7884	1017.556	OK!	OK!
55	0.75	3709.67	350	2981.849	455	18.763	973.7884	1017.556	OK!	OK!
57	0.75	3709.67	350	2981.849	455	37.657	973.7884	1017.556	OK!	OK!
59	0.75	3709.67	350	2981.849	455	57.396	973.7884	1017.556	OK!	OK!
61	0.75	3709.67	350	2981.849	455	72.097	973.7884	1017.556	OK!	OK!

Tabel 5.66. Tabel Hasil perhitungan Portal Ujung Jembatan Rangka Baja

Portal	Batang	L(m)	G.Batang(Momen(KNm))	Portal	Batang	L(m)	G.Batang(Momen(KNm))	
1	12	0	-66.141	3	21	0	-101.041	
		2	-43.095				4.06295	-54.224
		4	-20.049				8.1259	-7.407
	12'	0	-26.043			21'	0	-38.685
		2	-49.089				4.06295	-85.502
		4	-72.135				8.1259	-132.319
	TopCord	0	-7.258			TopCord	0	-9.792
		0.5	-7.258				0.5	-9.792
		1	-7.258				1	-9.792
		1.5	-7.258				1.5	-9.792
		2	-7.258				2	-9.792
		0	-7.258				0	-9.792
		0.5	-7.258				0.5	-9.792
2	17	0	-85.866	4	25	0	-109.914	
		3.20415	-48.945				4.57825	-57.159
		6.4083	-12.024				9.1565	-4.404
	17'	0	-34.068			25'	0	-41.688
		3.20415	-70.989				4.57825	-94.443
		6.4083	-107.911				9.1565	-147.198
	TopCord	0	-9.631			TopCord	0	-9.970
		0.5	-9.631				0.5	-9.970
		1	-9.631				1	-9.970
		1.5	-9.631				1.5	-9.970
		2	-9.631				2	-9.970
		0	-9.631				0	-9.970
		0.5	-9.631				0.5	-9.970
	1	-9.631			1	-9.970		
	1.5	-9.631			1.5	-9.970		
	2	-9.631			2	-9.970		

Portal	Batang	L(m)	G.Batang(	Momen(KNm)	Portal	Batang	L(m)	G.Batang(	Momen(KNm)	
5	29	0	-113.091	41.512	7	24	0	-101.975	31.043	
		4.75	-58.357	4.825				4.06295	-55.158	4.602
		9.5	-3.623	-31.862				8.1259	-8.341	-21.839
	29'	0	-42.469	-45.830			24'	0	-37.751	-36.980
		4.75	-97.203	1.297				4.06295	-84.568	0.765
		9.5	-151.937	48.424				8.1259	-131.385	38.511
	TopCord	0	-9.921	31.862			TopCord	0	-9.290	21.839
		0.5	-9.921	32.233				0.5	-9.290	24.569
		1	-9.921	29.723				1	-9.290	24.419
		1.5	-9.921	24.333				1.5	-9.290	21.387
6		2	-9.921	16.062			2	-9.290	15.475	
		0	-9.921	16.062			0	-9.290	15.475	
		0.5	-9.921	4.910			0.5	-9.290	6.682	
		1	-9.921	-9.123			1	-9.290	-4.991	
		1.5	-9.921	-26.036			1.5	-9.290	-19.545	
		2	-9.921	-45.830			2	-9.290	-36.980	
	28	0	-110.546	38.372		20	0	-86.757	20.755	
		4.57825	-57.792	4.738			3.20415	-49.836	4.473	
		9.15665	-5.037	-28.896			6.4083	-12.915	-11.809	
	28'	0	-41.055	-43.141		20'	0	-33.177	-28.715	
	4.57825	-93.810	1.138			3.20415	-70.098	0.159		
	9.15665	-146.565	45.416			6.4083	-107.019	29.033		
TopCord	0	-9.671	28.896	8	TopCord	0	-9.011	11.809		
	0.5	-9.671	29.974			0.5	-9.011	16.826		
	1	-9.671	28.171			1	-9.011	18.962		
	1.5	-9.671	23.488			1.5	-9.011	18.218		
	2	-9.671	15.924			2	-9.011	14.593		
	0	-9.671	15.924			0	-9.011	14.593		
	0.5	-9.671	5.479			0.5	-9.011	8.087		
	1	-9.671	-7.847			1	-9.011	-1.300		
	1.5	-9.671	-24.054			1.5	-9.011	-13.567		
	2	-9.671	-43.141			2	-9.011	-28.715		

Portal	Batang	L(m)	G.Batang(KNm)	Momen(KNm)
9	15	0	-66.141	3.348
		2	-43.095	3.719
		4	-20.049	4.090
	15'	0	-26.043	-16.078
		2	-49.089	-1.561
		4	-72.135	12.956
	TopCord	0	-7.258	-4.090
		0.5	-7.258	4.494
		1	-7.258	10.198
		1.5	-7.258	13.020
		2	-7.258	12.962
		0	-7.258	12.962
		0.5	-7.258	10.023
		1	-7.258	4.204
	1.5	-7.258	-4.497	
	2	-7.258	-16.078	



Tabel 5.67. Tabel Perhitungan Kapasitas Profil Pada Portal

Pfd	BTG	L(mm)	Profil	Pu(KN)	rx(mm)	Ag(mm)	h(mm)	h(mm)	t(mm)	tf(mm)	ry(mm)	λx	λy	φ.Pnx	φ.Pny	A	B	Fy	λp	λr	λ	C
1	12	4003.6	W14x90	72.135	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.117	0.322	5129.982	4719.820	0.015	Ok	350	86.018	134.759	42.601	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	7.258	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.002	Ok	350	89.263	136.084	41.661	Kompak!
2	17	6408.3	W14x90	107.911	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.300	0.825	4754.934	3822.080	0.028	Ok	350	82.828	133.455	68.188	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.631	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.003	Ok	350	89.087	136.012	41.661	Kompak!
3	21	8125.9	W14x90	132.319	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.482	1.327	4408.288	3102.914	0.043	Ok	350	79.269	132.002	73.464	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.792	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.003	Ok	350	89.075	136.007	41.661	Kompak!
4	25	9156.5	W14x90	147.198	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.612	1.685	4176.521	2674.105	0.055	Ok	350	76.286	130.751	75.430	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.970	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.003	Ok	350	89.082	136.002	41.661	Kompak!
5	29	9500	W14x90	151.937	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.659	1.814	4096.146	2534.770	0.060	Ok	350	74.997	130.257	60.915	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.921	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.003	Ok	350	89.086	136.003	41.661	Kompak!
6	28	9156.5	W14x90	146.565	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.612	1.685	4176.521	2674.105	0.055	Ok	350	76.265	130.775	74.430	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.671	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.003	Ok	350	89.084	136.011	41.661	Kompak!
7	24	8125.9	W14x90	131.385	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.482	1.327	4408.288	3102.914	0.042	Ok	350	79.343	132.032	73.464	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.290	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.003	Ok	350	89.112	136.023	41.661	Kompak!
8	20	6408.3	W14x90	107.019	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.300	0.825	4754.934	3822.080	0.028	Ok	350	82.885	133.479	68.188	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.011	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.003	Ok	350	89.133	136.031	41.661	Kompak!
9	15	4003.6	W14x90	72.135	155.96	17096.740	397.5	320.04	21.08	33.274	93.980	0.117	0.322	5129.982	4719.820	0.015	Ok	350	86.018	134.759	42.601	Kompak!
	T.C	2000	L6x6x1/2	7.258	48.006	3709.67	152.4	139.7	12.7	12.7	48.006	0.308	0.308	1028.142	3337.957	0.002	Ok	350	89.263	136.084	41.661	Kompak!

Keterangan :

$$A = \frac{P_u}{0,9 \cdot P_{ny}}$$

$$B = \frac{P_u}{0,9 \cdot P_{ny}} \leq 0,125 \text{ atau } \frac{P_u}{0,9 \cdot P_{ny}} \geq 1,25$$

$$\lambda_p = \frac{1680 \sqrt{f_y}}{P_u} \left[ 1 - \frac{2,75 \cdot P_u}{0,9 \cdot P_{ny}} \right], \text{ untuk } \frac{P_u}{0,9 \cdot P_{ny}} \leq 0,125$$

$$\lambda_r = \frac{2250}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - \frac{0,74 \cdot P_u}{0,9 \cdot P_{ny}} \right]$$

$$D = \lambda < \lambda_p < \lambda_r, \text{ Kompak}$$

Tabel 5.68. Tabel Perhitungan Balok-Kolam Pada Profil Rangka

Pt	BTG	L(mm)	Profil	Pu(KN)	h(mm)	h(mm)	t(mm)	tw(mm)	Mn=Mp	M1	M2	M1/M2	Cm	E	Ix	Pex	Pny	A	A<1
1	12	4003.6	W14x99	72.135	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	12.962	16.078	0.806	0.922	350	415815194.200	89521.290	4710.820	0.027	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	7.258	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	4.090	16.078	0.254	0.702	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.103	Aman!
2	17	6408.3	W14x90	107.911	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	31.221	30.496	1.024	1.010	350	415815194.200	34941.539	3822.080	0.053	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.631	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	13.593	30.496	0.446	0.778	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.212	Aman!
3	21	8125.9	W14x90	132.319	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	40.720	38.848	1.048	1.019	350	415815194.200	21731.252	3102.914	0.075	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.792	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	23.709	38.848	0.610	0.844	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.290	Aman!
4	25	9156.5	W14x90	147.198	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	46.888	44.406	1.056	1.022	350	415815194.200	17114.677	2674.105	0.092	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.970	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	30.162	44.406	0.679	0.872	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.341	Aman!
5	29	9500	W14x90	151.937	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	48.424	45.830	1.057	1.023	350	415815194.200	15899.391	2534.770	0.098	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.921	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	31.862	45.830	0.695	0.878	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.354	Aman!
6	28	9156.5	W14x90	146.565	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	45.416	43.141	1.053	1.021	350	415815194.200	17114.677	2674.105	0.091	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.671	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	28.896	43.141	0.670	0.868	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.330	Aman!
7	24	8125.9	W14x90	131.385	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	38.511	36.980	1.041	1.017	350	415815194.200	21731.252	3102.914	0.073	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.290	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	21.839	36.980	0.591	0.836	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.273	Aman!
8	20	6408.3	W14x90	107.019	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	29.033	28.715	1.011	1.004	350	415815194.200	34941.539	3822.080	0.051	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	9.011	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	11.809	28.715	0.411	0.764	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.196	Aman!
9	15	4003.6	W14x90	72.135	397.51	320.04	21.08	33.274	1236.921	12.956	16.078	0.806	0.922	350	415815194.200	89521.290	4710.820	0.027	Aman!
	T.C	2000	L6x6x1/2	7.258	152.4	139.7	12.7	12.7	116.323	4.090	16.078	0.254	0.702	350	18439052.150	15907.647	1301.132	0.103	Aman!

Keterangan =

$$E = \frac{P_u}{P_{ny}} + \frac{M_{ux} \cdot C_{mx}}{M_{nx} \left[ 1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \right]}$$

≤ 1, Maka Aman

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 E \cdot I_x}{L^2}$$

TABEL Mn-Pn BADAN ABUTMENT 4500 X 1000

Ast ( % )	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
b (mm)	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500
h (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
d' (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
xb (mm)	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		1023	909.5	795.8	682.1	568.4	511.6	454.7	397.9	341.1	
ab (mm)		869.7	773.1	676.4	579.8	483.2	434.8	386.5	338.2	289.9	58.82
fs ( Mpa )		-72.22	-6.25	78.57	191.7	350	455.6	587.5	757.1	983.3	
fs pakai		-72.22	-6.25	78.57	191.7	350	350	350	350	350	
fs' (Mpa)		541.4	534	524.6	512	494.4	482.7	468.1	449.2	424.1	
fs' pakai		350	350	350	350	350	350	350	350	350	
Ast (mm <sup>2</sup> )	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000
As (mm <sup>2</sup> )	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500
As' (mm <sup>2</sup> )	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500	22500
Ts (kn)		-1625	-140.6	1768	4313	7875	7875	7875	7875	7875	
Cs (kn)		7206	7206	7206	7206	7206	7206	7206	7206	7206	
Cc (kn)		1E+05	1E+05	90556	77619	64683	58214	51746	45278	38810	
Mn (kn m)	0	9819	14570	18240	20915	22748	22482	21905	21014	19812	6856
Pn (kn)	1E+05	1E+05	1E+05	95994	80512	64013	57545	51077	44609	38140	0

TABEL Mn-Pn BADAN ABUTMENT 4500 X 1000

Ast ( % )	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%
fc' ( Mpa )	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy ( Mpa )	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
b (mm)	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500
h (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
d' (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
xb (mm)	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		1023	909.5	795.8	682.1	568.4	511.6	454.7	397.9	341.1	
ab (mm)		869.7	773.1	676.4	579.8	483.2	434.8	386.5	338.2	289.9	117.6
fs ( Mpa )		-72.22	-6.25	78.57	191.7	350	455.6	587.5	757.1	983.3	
fs pakai		-72.22	-6.25	78.57	191.7	350	350	350	350	350	
fs' (Mpa)		541.4	534	524.6	512	494.4	482.7	468.1	449.2	424.1	
fs' pakai		350	350	350	350	350	350	350	350	350	
Ast (mm <sup>2</sup> )	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000
As (mm <sup>2</sup> )	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000
As' (mm <sup>2</sup> )	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000
Ts (kn)		-3250	-281.3	3536	8625	15750	15750	15750	15750	15750	
Cs (kn)		14411	14411	14411	14411	14411	14411	14411	14411	14411	
Cc (kn)		1E+05	1E+05	90556	77619	64683	58214	51746	45278	38810	
Mn (kn m)	0	12051	17396	21830	25523	28780	28515	27937	27047	25844	13249
Pn (kn)	2E+05	1E+05	1E+05	1E+05	83406	63344	56876	50407	43939	37471	0



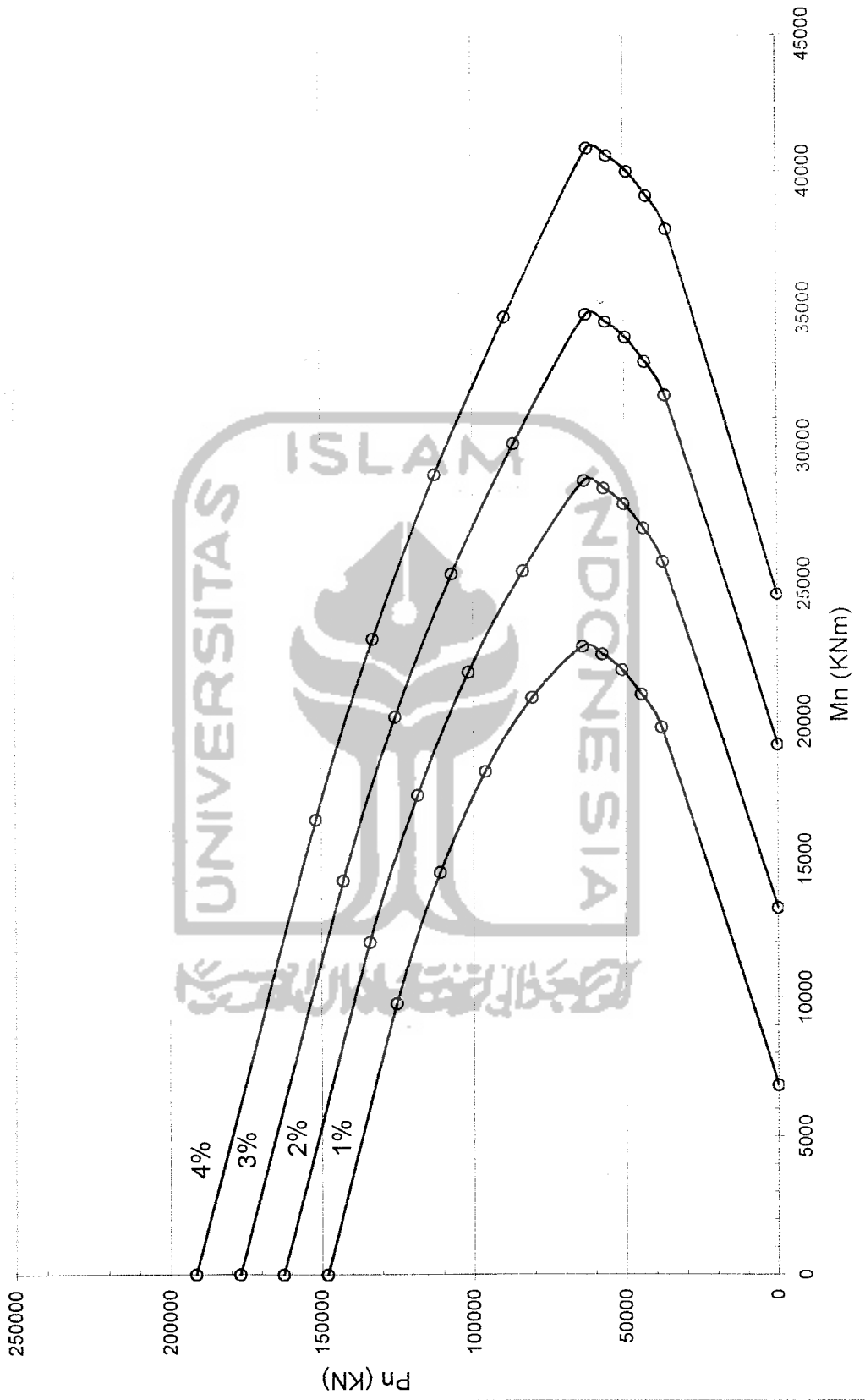
TABEL Mn-Pn BADAN ABUTMENT 4500 X 1000

Ast (%)	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%	3%
fc' (Mpa)	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy (Mpa)	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
b (mm)	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500
h (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
d' (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
xb (mm)	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		1023	909.5	795.8	682.1	568.4	511.6	454.7	397.9	341.1	
ab (mm)		869.7	773.1	676.4	579.8	483.2	434.8	386.5	338.2	289.9	176.5
fs (Mpa)		-72.22	-6.25	78.57	191.7	350	455.6	587.5	757.1	983.3	
fs pakai		-72.22	-6.25	78.57	191.7	350	350	350	350	350	
fs' (Mpa)		541.4	534	524.6	512	494.4	482.7	468.1	449.2	424.1	
fs' pakai		350	350	350	350	350	350	350	350	350	
Ast (mm <sup>2</sup> )	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05	1E+05
As (mm <sup>2</sup> )	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500
As' (mm <sup>2</sup> )	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500	67500
Ts (kn)		-4875	-421.9	5304	12938	23625	23625	23625	23625	23625	
Cs (kn)		21617	21617	21617	21617	21617	21617	21617	21617	21617	
Cc (kn)		1E+05	1E+05	90556	77619	64683	58214	51746	45278	38810	
Mn (kn m)	0	14283	20222	25419	30130	34812	34547	33969	33079	31876	19178
Pn (kn)	2E+05	1E+05	1E+05	1E+05	86299	62675	56206	49738	43270	36802	0

TABEL Mn-Pn BADAN ABUTMENT 4500 X 1000

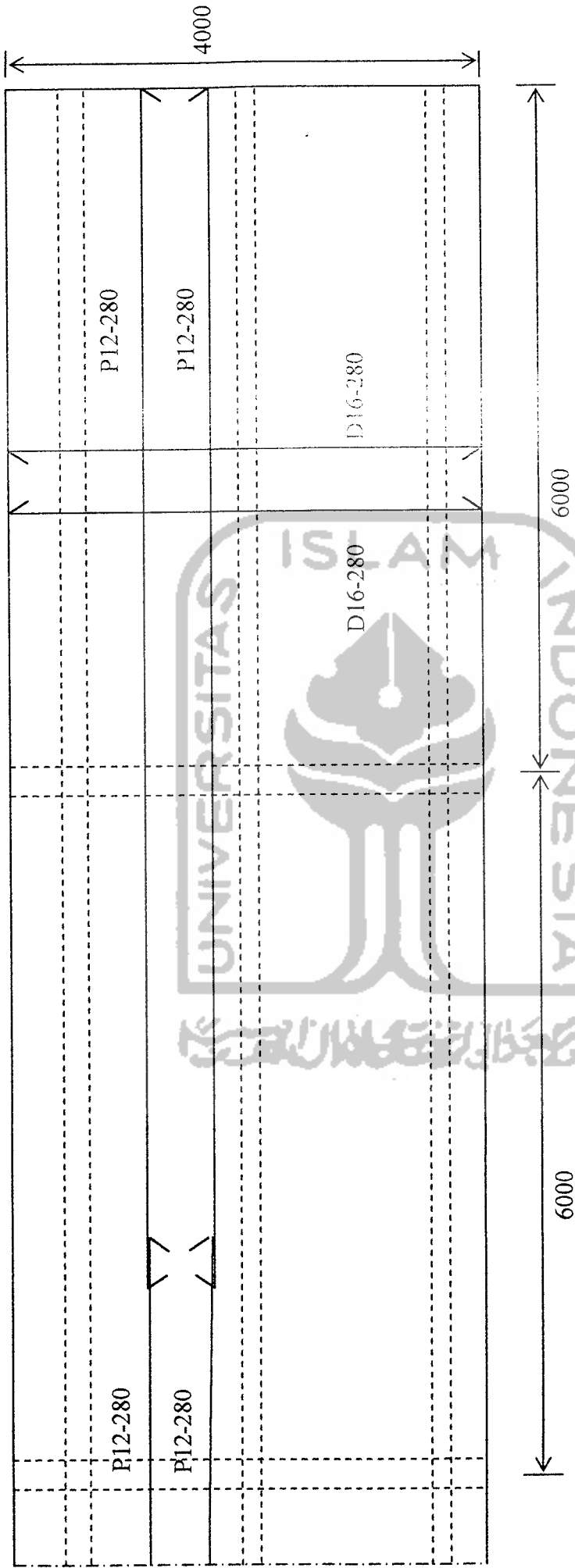
Ast (%)	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%
fc' (Mpa)	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
fy (Mpa)	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
b (mm)	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500
h (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
d' (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
xb (mm)	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4	568.4
faktor		1.8	1.6	1.4	1.2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	
x (mm)		1023	909.5	795.8	682.1	568.4	511.6	454.7	397.9	341.1	
ab (mm)		869.7	773.1	676.4	579.8	483.2	434.8	386.5	338.2	289.9	235.3
fs (Mpa)		-72.22	-6.25	78.57	191.7	350	455.6	587.5	757.1	983.3	
fs pakai		-72.22	-6.25	78.57	191.7	350	350	350	350	350	
fs' (Mpa)		541.4	534	524.6	512	494.4	482.7	468.1	449.2	424.1	
fs' pakai		350	350	350	350	350	350	350	350	350	
Ast (mm <sup>2</sup> )	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05
As (mm <sup>2</sup> )	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000
As' (mm <sup>2</sup> )	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000	90000
Ts (kn)		-6500	-562.5	7071	17250	31500	31500	31500	31500	31500	
Cs (kn)		28823	28823	28823	28823	28823	28823	28823	28823	28823	
Cc (kn)		1E+05	1E+05	90556	77619	64683	58214	51746	45278	38810	
Mn (kn m)	0	16515	23048	29009	34737	40844	40579	40001	39111	37908	24644
Pn (kn)	2E+05	2E+05	1E+05	1E+05	89192	62005	55537	49069	42600	36132	0

Grafik Mn-Pn

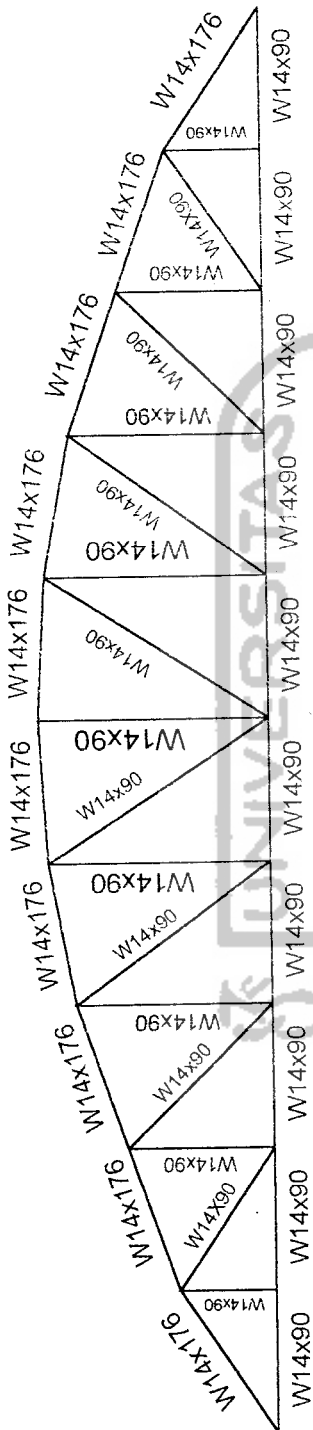




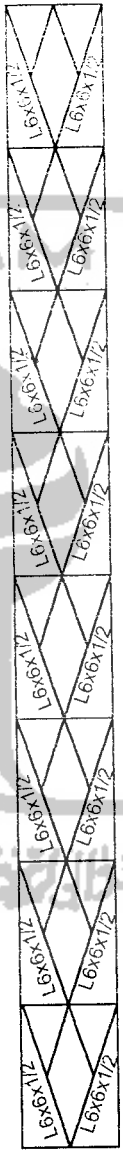
**LAMPIRAN 4**



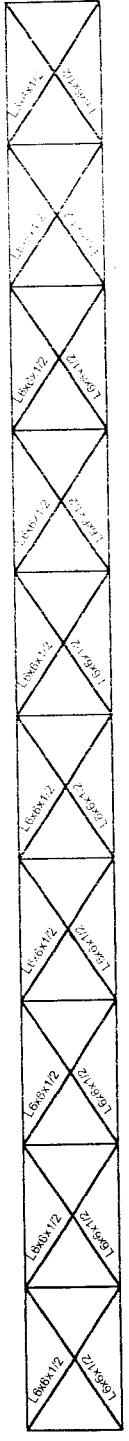
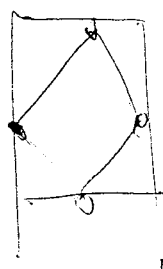
**PENULANGAN PELAT LANTAI JEMBATAN**  
**PU 1 : 50**



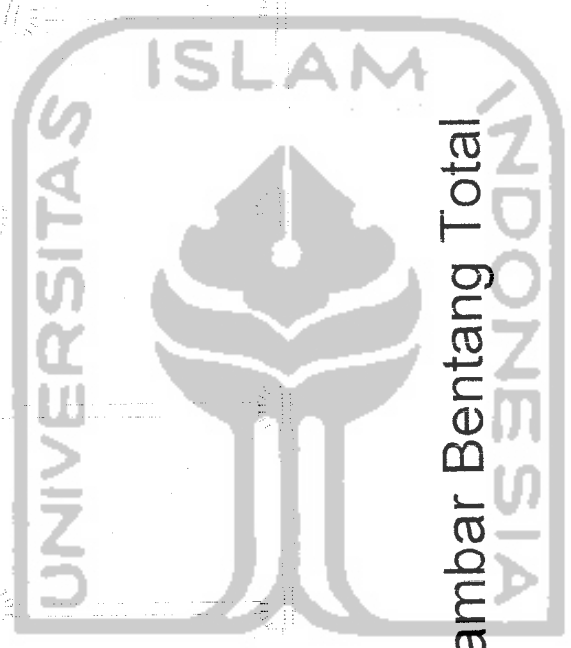
GAMBAR PROFIL BATANG RANGKA UTAMA



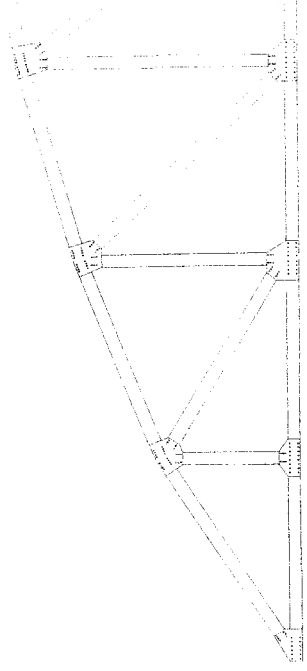
GAMBAR PROFIL BATANG RANGKA ANGIN ATAS



GAMBAR PROFIL BATANG ANGIN BAWAH

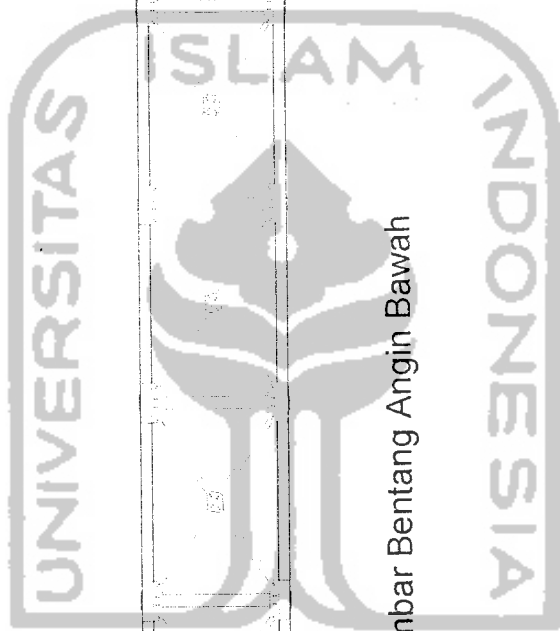


Gambar Bentang Total

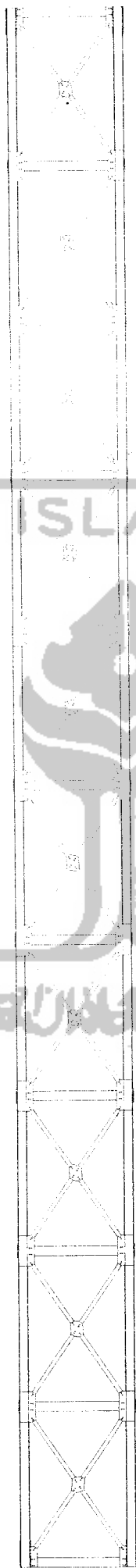




Gambar Angin Atas Total



Gambar Bentang Angin Bawah



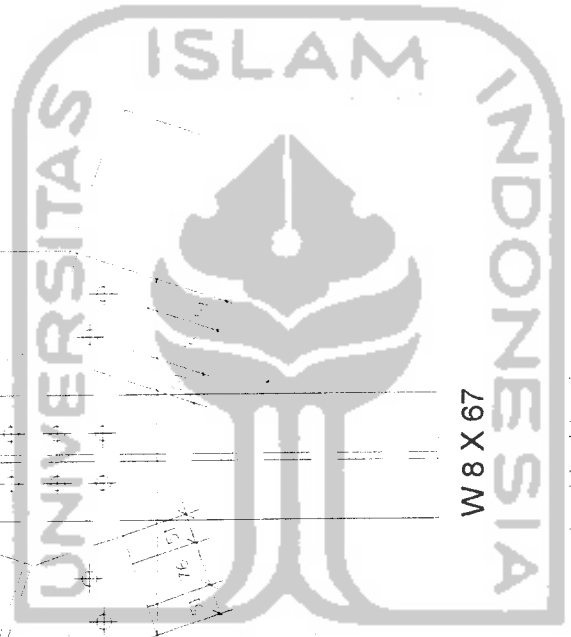


L 6 X 6 X 1/2

L 6 X 6 X 1/2

L 6 X 6 X 1/2

L 6 X 6 X 1/2

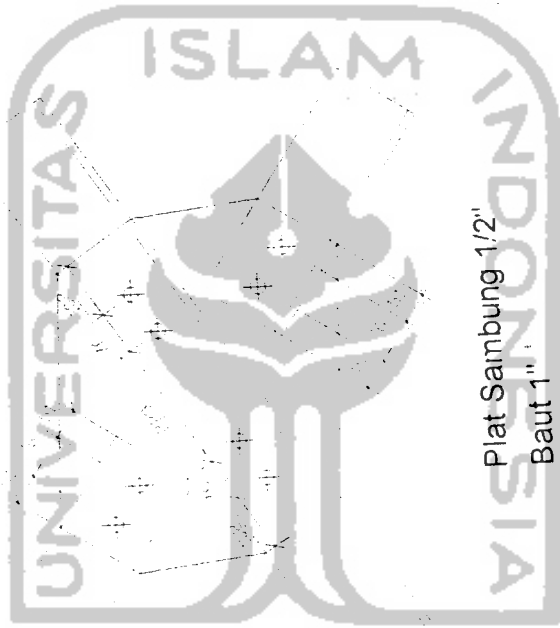


Plat Sambung 1/2"  
Baut 1"

# Detail Sambungan Angin Atas 3

L 6 X 6 X 1/2

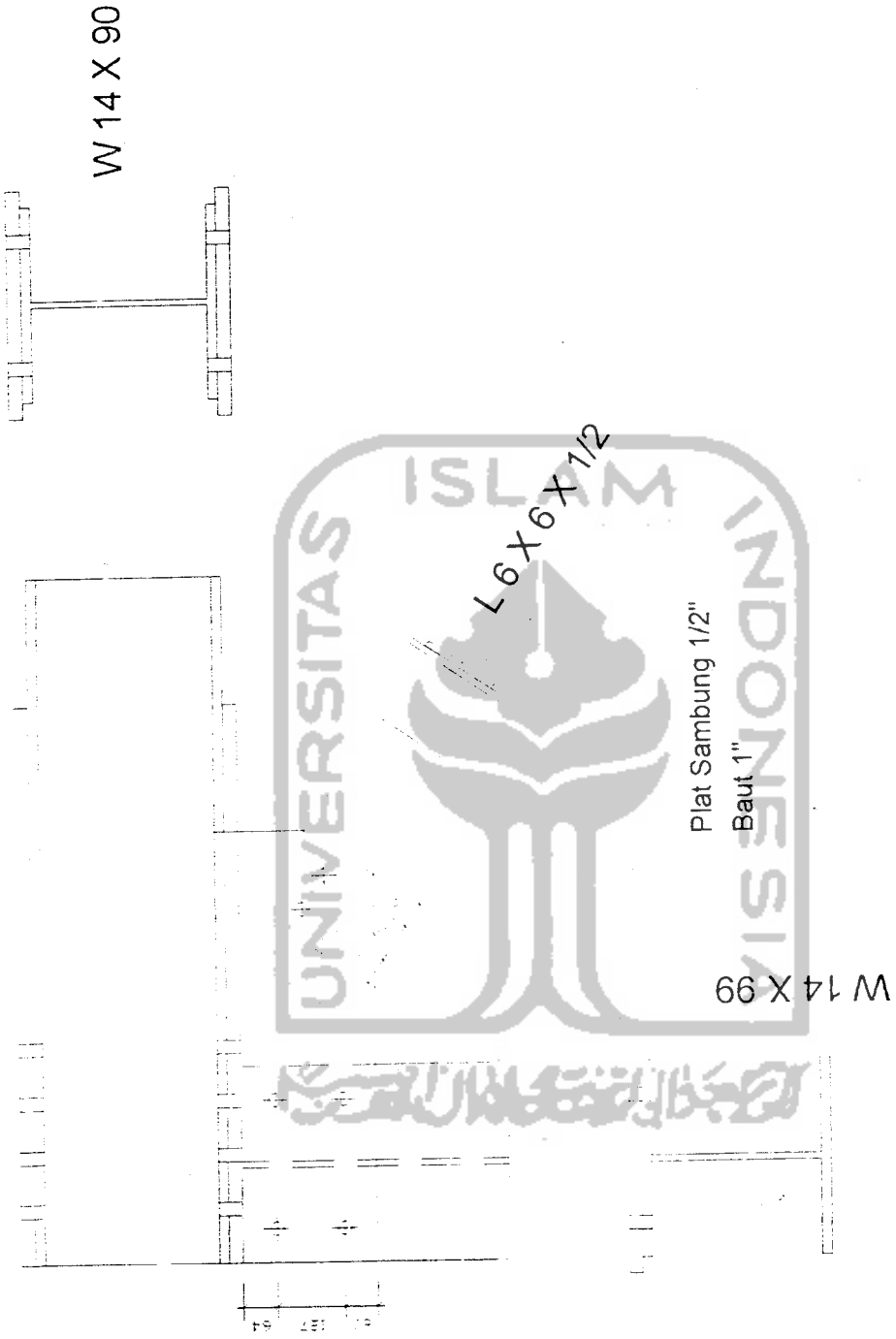
L 6 X 6 X 1/2



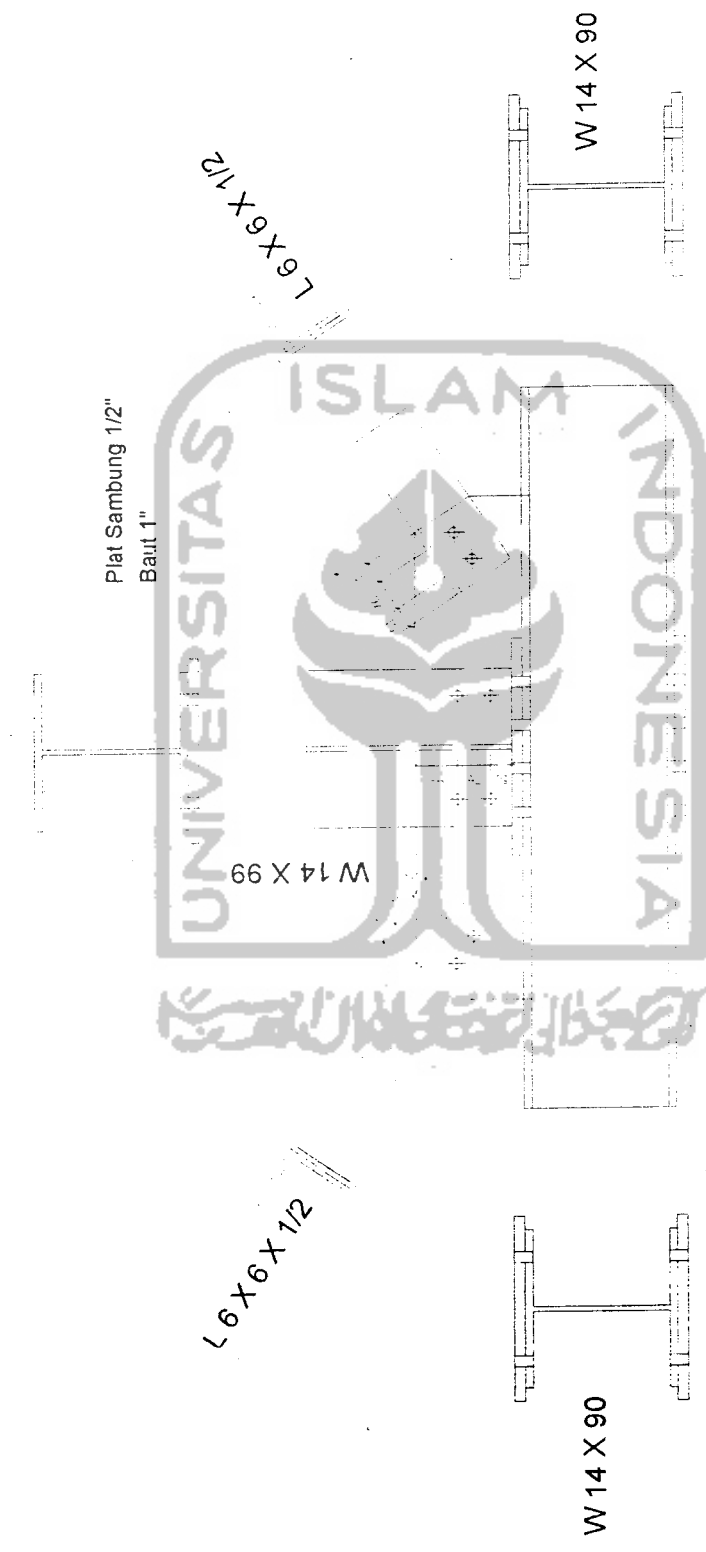
L 6 X 6 X 1/2

L 6 X 6 X 1/2

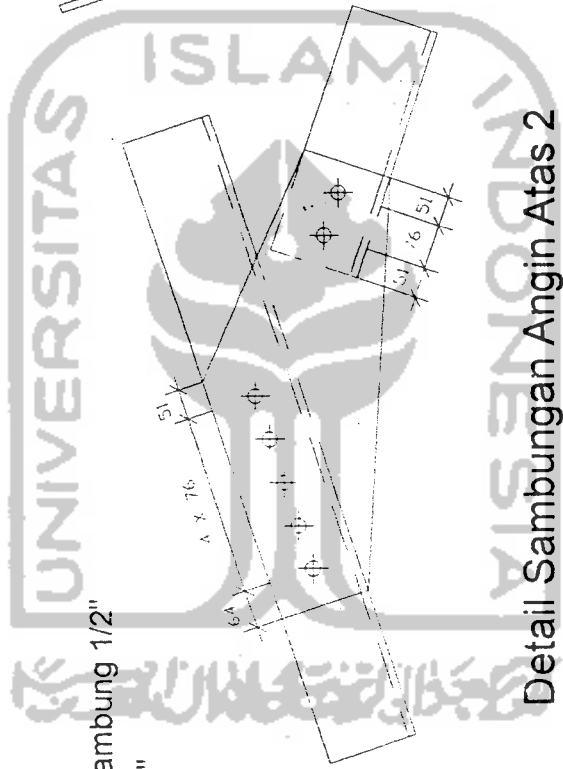
# Detail Sambungan Angin Bawah 1



Detail Sambungan Angin Bawah 2

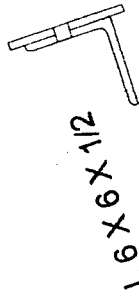
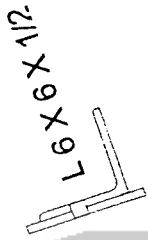


Detail Sambungan Angin Bawah 3



Plat Sambung 1/2"

Baut 1"



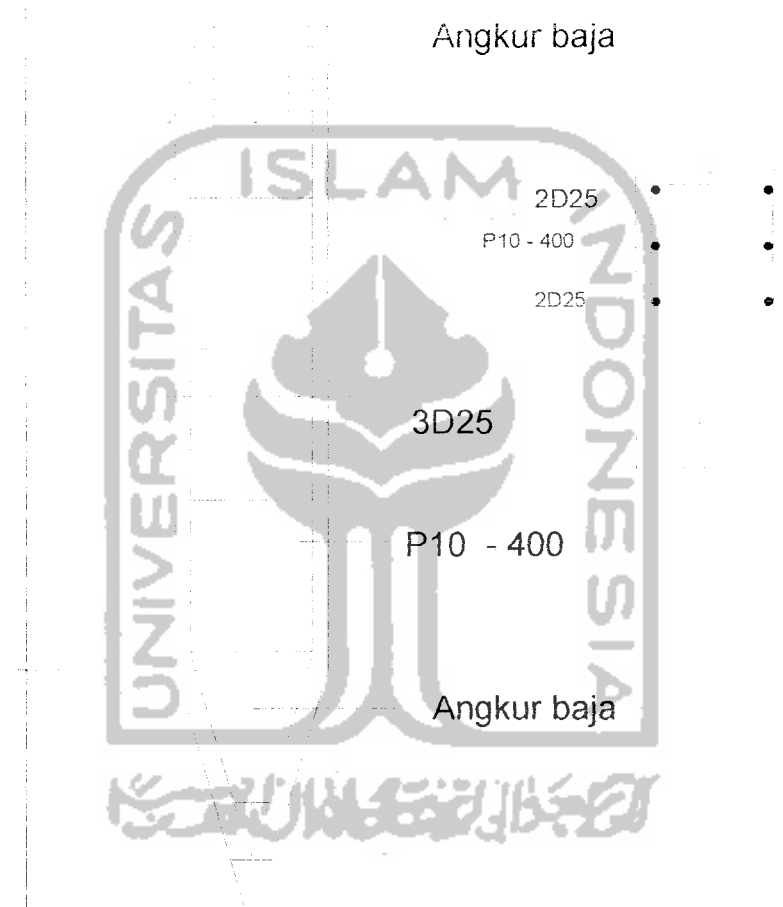
Detail Sambungan Angin Atas 2



**Detail Abutmen**

Plat baja

Angkur baja



## Detail Fondasi Tiang Pancang

**LAMPIRAN 5**





TABLE 3.1 Load Combination and Load Factors<sup>a</sup>

Load Combination	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	IC	CT	CV	
Limit State														
STRENGTH-I	$\gamma_p$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
STRENGTH-II	$\gamma_p$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
STRENGTH-III	$\gamma_p$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
STRENGTH-IV EH, EV, ES, DW DC ONLY	$\gamma_p$ 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
STRENGTH-V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
EXTREME EVENT-I	$\gamma_p$	$\gamma_{EO}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
EXTREME EVENT-II	$\gamma_p$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-
SERVICE-I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICE-II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICE-III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
FATIGUE-LL, IM, AND CE ONLY	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

<sup>a</sup>AASHTO Table 3.4.1-1. [From AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by Permission].

TABLE 3.2 Load Factors for Permanent Loads,  $\gamma_p$ <sup>a</sup>

Type of Load	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments	1.25	0.90
DD: Downdrag	1.80	0.45
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure		
• Active	1.50	0.90
• At-Rest	1.35	0.90
EV: Vertical Earth Pressure		
• Overall Stability	1.35	N/A
• Retaining Structure	1.35	1.00
• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
• Rigid Frames	1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75

<sup>a</sup>AASHTO Table 3.4.1-2. [From AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by Permission].

TABLE 8.11 Limiting Width-Thickness Ratios<sup>a</sup>

Plates Supported Along One Edge		
	$k$	$b$
Flanges and projecting legs of plates	0.56	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Half-flange width of I-sections</li> <li>• Full-flange width of channels</li> <li>• Distance between free edge and first line of bolts or welds in plates</li> <li>• Full-width of an outstanding leg for pairs of angles in continuous contact</li> </ul>
Stems of rolled tees	0.75	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Full-depth of tee</li> </ul>
Other projecting elements	0.45	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Full-width of outstanding leg for single angle strut or double angle strut with separator</li> <li>• Full projecting width for others</li> </ul>
Plates Supported Along Two Edges		
	$k$	$b$
Box flanges and cover plates	1.40	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clear distance between webs minus inside corner radius on each side for box flanges</li> <li>• Distance between lines of welds or bolts for flange cover plates</li> </ul>
Webs and other plate elements	1.49	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clear distance between flanges minus fillet radii for webs of rolled beams</li> <li>• Clear distance between edge supports for all others</li> </ul>
Perforated cover plates	1.86	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clear distance between edge supports</li> </ul>

<sup>a</sup>AASHTO Table 6.9.4.2-1. [From AASHTC LRFD Bridge Design Specifications, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by permission.]

TABLE 8.9 Resistance Factors for the Strength Limit States<sup>a</sup>

Description of Mode	Resistance Factor
Flexure	$\phi_f = 1.00$
Shear	$\phi_v = 1.00$
Axial compression, steel only	$\phi_c = 0.90$
Axial compression, composite	$\phi_c = 0.90$
Tension, fracture in net section	$\phi_u = 0.80$
Tension, yielding in gross section	$\phi_y = 0.95$
Bearing on pins, in reamed, drilled or bolted holes and milled surfaces	$\phi_b = 1.00$
Bolts bearing on material	$\phi_{bb} = 0.80$
Shear connectors	$\phi_{sc} = 0.85$
A325M and A490MN bolts in tension	$\phi_t = 0.80$
A307 bolts in tension	$\phi_t = 0.67$
A325M and A490M bolts in shear	$\phi_s = 0.80$
Block shear	$\phi_{bs} = 0.80$
Weld metal in complete penetration welds:	
• Shear on effective area	$\phi_{el} = 0.85$
• Tension or compression normal to effective area	$\phi = \text{base metal } \phi$
• Tension or compression parallel to axis of the weld	$\phi = \text{base metal } \phi$
Weld metal in partial penetration welds:	
• Shear parallel to axis of weld	$\phi_{v2} = 0.80$
• Tension or compression parallel to axis of weld	$\phi = \text{base metal } \phi$
• Tension compression normal to the effective area	$\phi = \text{base metal } \phi$
• Tension normal to the effective area	$\phi_{el} = 0.80$
Weld metal in fillet welds:	
• Tension or compression parallel to axis of the weld	$\phi = \text{base metal } \phi$
• Shear in throat of weld metal	$\phi_{e2} = 0.80$

<sup>a</sup>In [A6.5.4.2]. [From AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by permission.]

TABLE 4.1 Unit Densities<sup>a</sup>

Material	Unit Weight (kg/m <sup>3</sup> )
Aluminum	2800
Bituminous wearing surfaces	2250
Cast iron	7200
Cinder filling	960
Compact sand, silt, or clay	1925
Concrete, lightweight (includes reinforcement)	1775
Concrete, sand-lightweight (includes reinforcement)	1925
Concrete, normal (includes reinforcement)	2400
Loose sand, silt, or gravel	1600
Soft clay	1600
Rolled gravel, macadam, or ballast	2450
Steel	7850
Stone masonry	2725
Hardwood	960
Softwood	800
Transit rails, ties and fastening per track	0.3 <sup>b</sup>

<sup>a</sup>In AASHTO Table 3.5.1-1. [From AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Copyright © 1994 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Used by Permission].

<sup>b</sup>In kilograms per cubic millimeter (kg/mm)

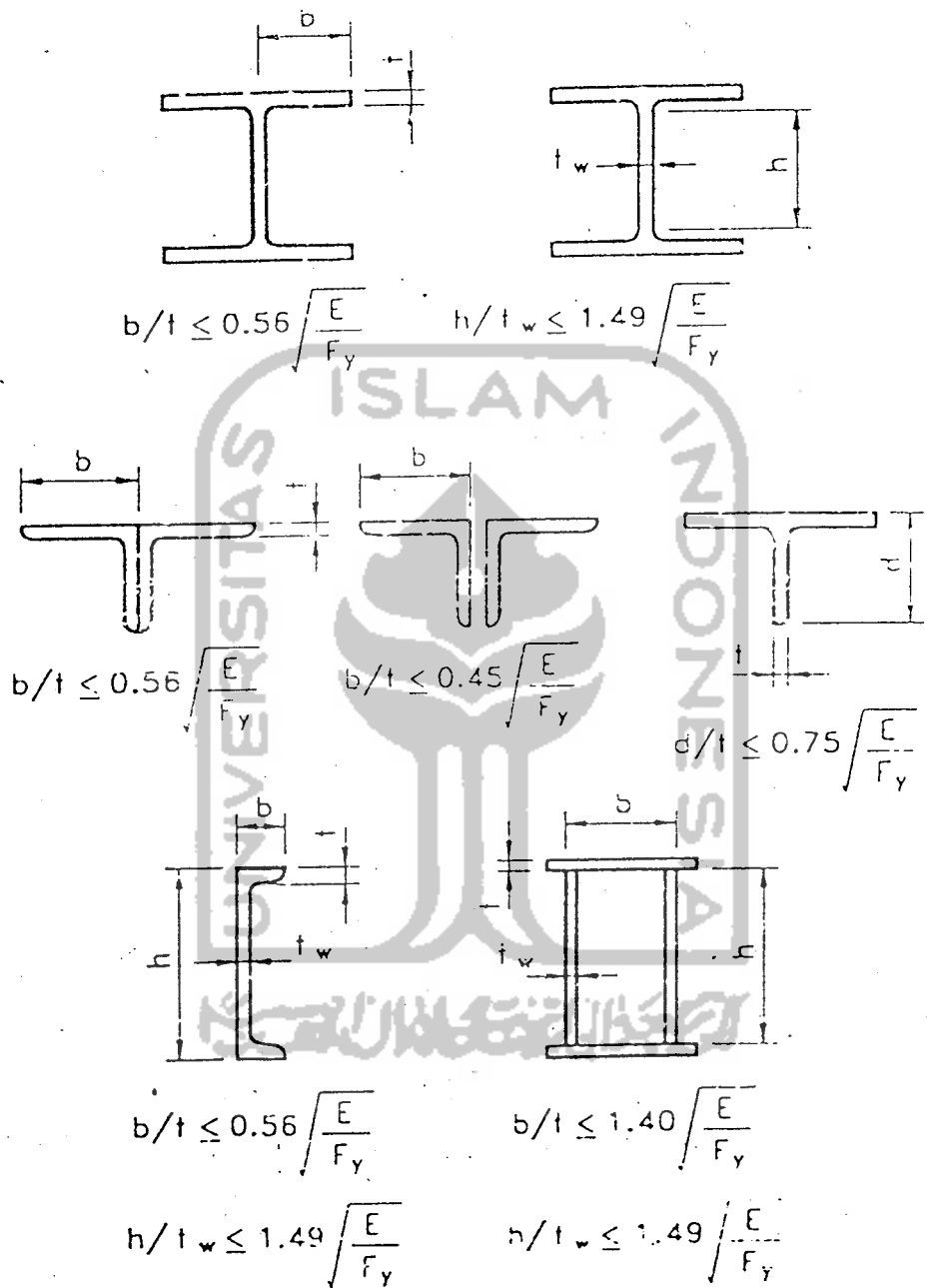


Fig. 8.28 Limiting width-thickness ratios. (After Segui, 1994.) [From *LRFD Steel Design*, by William T. Segui, Copyright © 1994 by PWS Publishing Company, Boston, MA, with permission.]

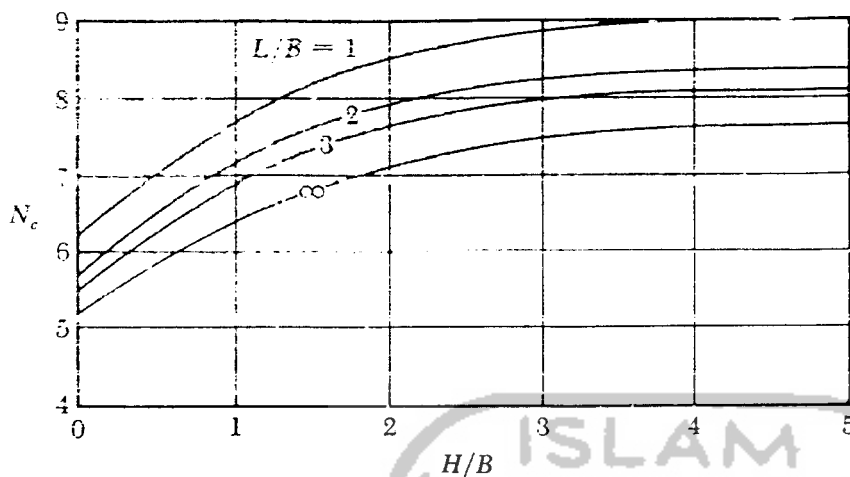


Figure 7.15 Variation of  $N_c$  with  $L/B$  and  $H/B$ —based on Bjerrum and Eide's equation [Eq. (7.15)]

Equations (7.14) and (7.15) can now be combined, and the factor of safety against heave can be expressed as

$$FS = \frac{cN_{c(\text{square})} \left( 0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right)}{\gamma H} \quad (7.16)$$

Equation (7.16) and the variation of the bearing capacity factor,  $N_c$ , as shown in Figure 7.15 are based on the facts that the clay layer below the bottom of the cut is homogeneous and the magnitude of the undrained cohesion in the soil that contains the failure surface is equal to  $c$  (Figure 7.16). However, if a stronger clay layer is encountered at a shallow depth, as shown in Figure 7.17a, the failure surface below the cut will be controlled by the undrained cohesions  $c_1$  and  $c_2$ . For this type of condition, the factor of safety can be given as

$$FS = \frac{c_1 [N'_{c(\text{strip})} F_d] F_s}{\gamma H} \quad (7.17)$$

where  $N'_{c(\text{strip})}$  = bearing capacity factor of an infinitely long cut (that is,  $B/L = 0$ ), which is a function of  $h'/B$  and  $c_2/c_1$

$F_d$  = depth factor, which is a function of  $H/B$

$F_s$  = shape factor

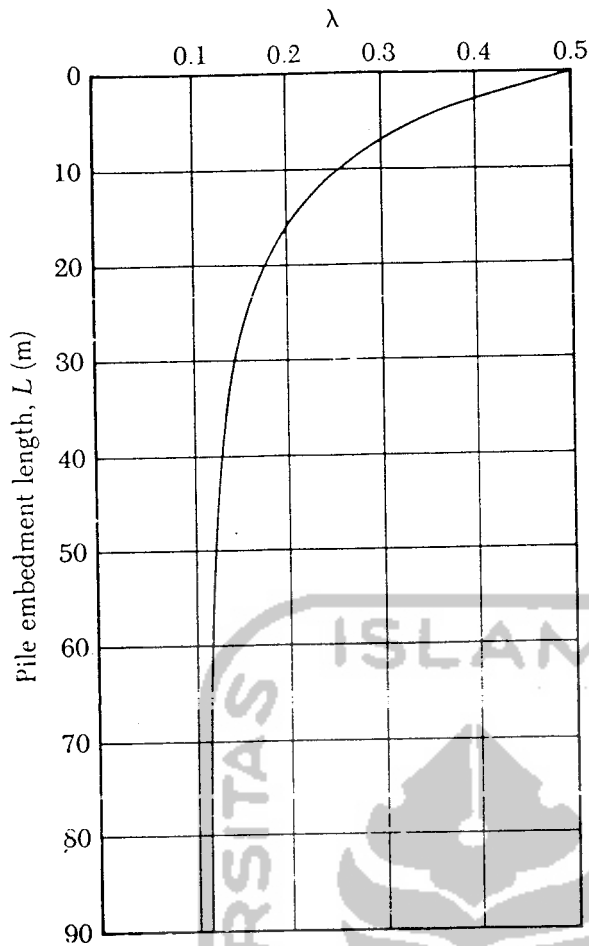


Figure 8.17 Variation of  $\lambda$  with pile embedment length (redrawn after McClelland, 1974)

Figure 8.18b, the mean value of  $c_u$  is  $(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots)/L$ . In a similar manner, Figure 8.18c shows the plot of the variation of effective stress with depth. The mean effective stress

$$\bar{\sigma}'_v = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \quad (8.41)$$

where  $A_1, A_2, A_3, \dots$  = areas of the vertical effective stress diagrams

2.  $\alpha$  Method: According to the  $\alpha$  method, the unit skin resistance in clayey soils can be represented by the equation

$$f = \alpha c_u \quad (8.42)$$

where  $\alpha$  = empirical adhesion factor

The approximate variation of the value of  $\alpha$  is shown in Figure 8.19. Note that for normally consolidated clays with  $c_u \leq$  about  $50 \text{ kN/m}^2$ , the

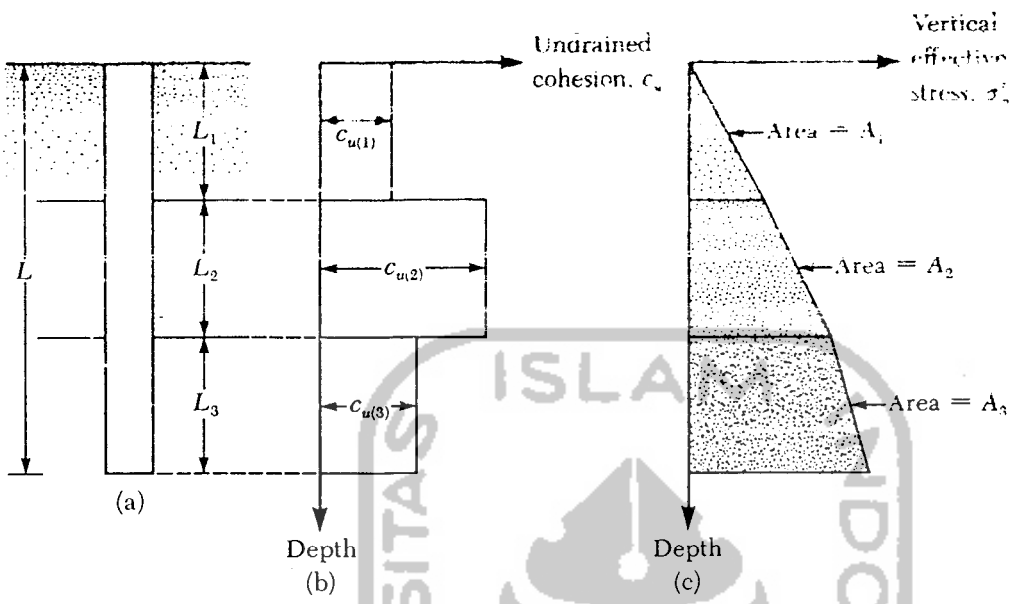


Figure 8.18 Application of  $\lambda$  method in layered soil

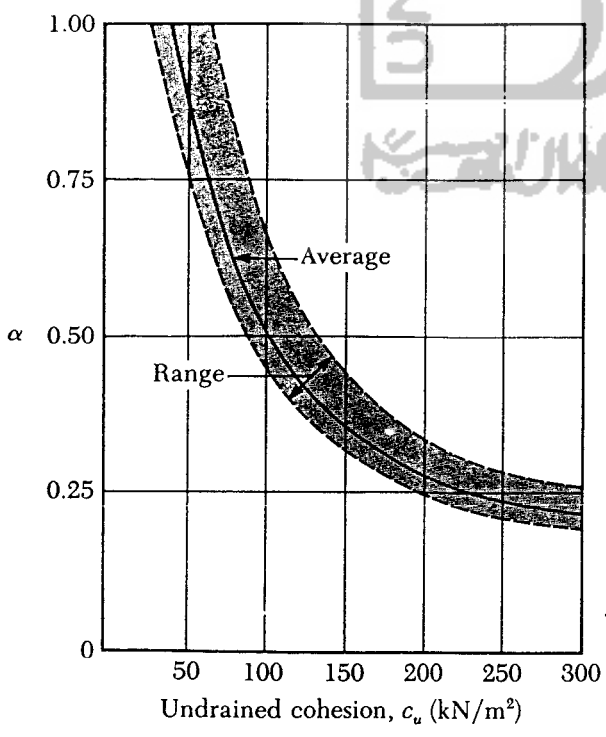


Figure 8.19 Variation of  $\alpha$  with undrained cohesion of clay

**KARTU PESERTA TUGAS AKHIR**

NO.	N A M A	NO. MHS.	BID.STUDI
1	Dani Asmoro	98511265	Teknik Sipil
2	Aditya Wira Kusuma	98511196	Teknik Sipil

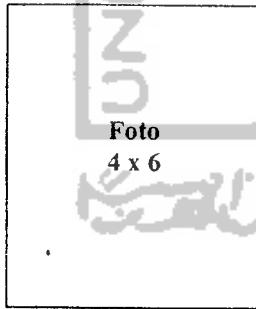
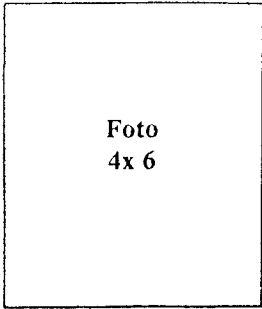
**JUDUL TUGAS AKHIR :**

.....  
 Perencanaan jembatan dinding rangka baja model curved – Pratt truss diatas sungai  
 Cimeneng Kab. Cilacap  
 .....

**PERIODE II : DESEMBER - MEI  
 TAHUN : 2002 / 2003**

No.	Kegiatan	Bulan Ke :					
		Des.	Jan.	Peb.	Mar.	Apr.	Mei.
1.	Pendaftaran	█					
2.	Penentuan Dosen Pembimbing		█				
3.	Pembuatan Proposal			█			
4.	Seminar Proposal				█		
5.	Konsultasi Penyusunan TA.					█	
6.	Sidang-Sidang						█
7.	Pendadaran.						█

DOSEN PEMBIMBING I : **Ir. H. Susastrawan, MS.**  
 DOSEN PEMBIMBING II : **Ir. Fatkhurrohman N., MT.**



Yogyakarta, ..23 Jan 2003.....  
 an. Dekan,

*(Signature)*  
 (.....**Ir. H. Munadhir, MS**.....)

**Catatan.**

Seminar : .....  
 Sidang : .....  
 Pendadaran : .....



Dalam ke arah dilanjutkan ke DP I *ML*

Acc *ML*  
*Jusar. 25/03*

25/08-20

**CATATAN KONSULTASI TUGAS AKHIR**

NO	TANGGAL	CATATAN KONSULTASI	TANDA TANGAN
		Prezidi Dikunjungi ke DP I  Acc <i>Jusar. 8'03</i> 2	<i>ML</i> <i>ML</i> 4/02 2023  <i>ML</i> 08/03-2023
		Kesi seoran 4u pany lain kendara dilantik pemunc Hla, 7el mewas cel. melat	<i>ML</i> 21/04-2023
		Desy baty Pildy Suresi Cuncto desubly dy bt lai Dilantik sub	<i>ML</i> 07/05 2023
		$P_i = \frac{A_i}{A} P$ $P = \text{gaya bata}$ $n_i = \frac{P_i}{P_{\text{batu}}} = ?$	<i>ML</i> 20/02
		(Lain disubulkan) Pile foundation	<i>ML</i>

Acc *ML*  
*Jusar. 17'03*  
 7

kesutku qaaba  
 orlonok ke DP I *ML*

Format penulisan  
 disesuaikan dg buku  
 Panduan

*ML*  
 9/07-2023  
*ML*  
 12/7 03